

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE
Faculty of Civil Engineering

Proceedings of PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures

May 26, 2023
Prague

PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures

This book contains papers that were presented during the 12th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures that was held in Prague, CTU in Prague on 26 May 2023.

The papers of the present volume were peer reviewed by supervisors of PhD students.

PhD workshop was organized by Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague, Czech Republic.

Publication of this volume was prepared and carried out with support of the projekt SVK 10/23/F1

Editors: Anna Horáková, Martin Petřík

Contact: Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, CTU in Prague, Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice,
k133@fsv.cvut.cz, <https://concrete.fsv.cvut.cz/phdworkshop>

First electronic edition

Published by: Czech Technical University in Prague

Number of pages: 166

ISBN 978-80-01-07136-6 (print)

ISBN 978-80-01-07137-3 (online)

©2023

Faculty of Civil Engineering

CTU in Prague

CONTENT

MODELOVÁNÍ POŽÁRU A ANALÝZA ELEKTROVOZIDEL PŘI NÁVRHU KONSTRUKCÍ	6
BĚLOHRADSKÁ Tereza	
ALGORITMIZACE POSOUZENÍ HLAVNÍCH NAPĚTÍ PO VÝŠCE PRŮŘEZU	11
FRONĚK Adam	
NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 NA OBCHVATU PLASŮ PŘES ÚDOLÍ ŘEKY STŘELY	15
JANOŮŠEK Jan	
UNUSUAL METHODS OF MEASURING SOUND ABSORPTION COEFFICIENT: SMALL-SIZED REVERBERATION CHAMBERS	20
KAPICOVÁ Adéla	
SAFETY ASPECTS OF HYDROGEN TECHNOLOGIES	25
KOŠŤÁLOVÁ Šárka	
NUMERICAL ANALYSIS OF CONCRETE BIOLOGICAL SHIELD	29
KOVÁŘ Jiří	
MOŽNOSTI MODELOVÁNÍ OCELOBETONOVÉHO SENDVIČE POMOCÍ PLOŠNÝCH PRVKŮ	34
KUBÁT Roman	
DOPORUČENÍ PRO ÚPRAVU STÁVAJÍCÍCH POSTUPŮ POSUZOVÁNÍ BETONU NA ÚNAVU	40
MIKLAS Petr	
MASONRY FROM SMALL-FORMAT PRECAST UNITS	45
RICHTEROVÁ Kristýna	
SKOŘEPINA BETONOVANÁ DO PLETENÉ MEMBRÁNY	51
SALÁK Martin	
NÁVRH NABETONÁVKY Z UHPFRC	55
SAMEK Daniel	
PŘEVOD FYZIKÁLNÍHO MODELU ROZRAŽEČE NA UPRAVITELNOU DIGITÁLNÍ SÍŤ	60
SEDLÁK Jan	

ANALÝZA VLIVU NUCENÉHO VĚTRÁNÍ NA PRŮBĚH POŽÁRU V SILNIČNÍM TUNELU S VYUŽITÍM ZÓNOVÝCH MODELŮ POŽÁRU	64
SVOBODOVÁ Nicole	
VLIV DRUHU SPŘAŽENÍ NA ODOLNOST OCELOBETONOVÝCH PANELŮ VYSTAVENÝCH ÚČINKŮM VÝBUCHU	70
ŠULC Vojtěch	
ZPŘESNĚNÍ NUMERICKÉ SIMULACE PANELU Z BETONU VYZTUŽENÉHO DRÁTKY	77
TOMAN Kryštof	
REŠERŠE PROBLEMATIKY PODPRAŽCOVÝCH PODLOŽEK PRO ZEFEKTIVNĚNÍ NÁVRHU ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ	81
VRBA Pavel	
MODELOVÁNÍ TEČENÍ ČERSTVÉ BETONOVÉ SMĚSI	89
WUDI Václav	
ZAHRANIČNÍ EXPERIMENTY ZAMĚŘENÉ NA PARAMETRY KOLEJOVÉHO LOŽE BEZSTYKOVÉ KOLEJE	94
BLÁHA Filip	
TLAČENÉ PRVKY ZESÍLENÉ POMOCÍ UHPC	100
BOHÁČEK Lukáš	
EXPERIMENTAL STUDY OF AIRBORNE SOUND INSULATION OF REINFORCED RECYCLED AGGREGATE CONCRETE WALLS	105
HLAVSA Zdeněk	
PÓROVÝ TLAK A ODŠTĚPOVÁNÍ BETONU VYSTAVENÉHO VYSOKÝM TEPLOTÁM: OD HISTORIE DO SOUČASNOSTI	110
CHYLÍK Roman	
INFLUENCE OF ADDING WATER TO READY-MIX CONCRETE ON COMPRESSIVE STRENGTH	118
KASAL Pavel	
VYUŽITÍ NELINEÁRNÍHO MODELOVÁNÍ PRO MATERIÁLOVOU IDENTIFIKACI	122
KUBÁT Jan	
KŘIVKY ZRNITOSTI V OBLASTI FILLERŮ A CEMENTU	126
MUSIL Luboš	
NUMERICKÁ ANALÝZA VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA TYPU VVER440 A VVER1000	132
NEDOMOVÁ Karolína	

BETON VYŠŠÍ PEVNOSTI S MALÝM VÝVINEM HYDRATAČNÍHO TEPLA	136
NĚMČIC Vít	
NÁVRH VODONEPROUSTNÉ KONSTRUKCE PODLE BD 28/87	141
POTREBUJEŠ Marek	
EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM VLASTNOSTÍ KOTEVNÍCH PROSTŘEDKŮ ZABUDOVANÝCH V UHPFRC	147
PRCHAL Jan	
APPLICABILITY OF SAF IN PRACTICE	153
ŠONKA Štěpán	
POROVNÁNÍ PŘÍSTUPU ČESKÝCH NOREM PRO MĚŘENÍ STATICKÉHO MODULU PRUŽNOSTI	157
TRTÍK Tomáš	
OPTIMALIZACE TVARU TEXTILNÍHO BEDNĚNÍ BĚHEM VÝROBY BETONOVÉ SKOŘEPINY	161
ZAŽIREJ Stanislav	

MODELOVÁNÍ POŽÁRU A ANALÝZA ELEKTROVOZIDEL PŘI NÁVRHU KONSTRUKCÍ

Tereza Bělohradská, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Tereza.belohradska@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek vychází z diplomové práce a zabývá se požárním rizikem elektrovozidel (EV) při návrhu železobetonových konstrukcí. Hlavním cílem příspěvku je představit požární riziko elektrovozidel s ohledem na požární bezpečnost budov. Článek popisuje typy EV, zároveň je v článku představena definice požárního rizika baterií a celých EV i klasických spalovacích vozidel (ICEV). V závěru se teoretická část věnuje řešení požární bezpečnosti z hlediska elektromobility. Praktická část představuje vytvoření modelu požáru osobního vozidla v prostoru hromadné garáže. Pro simulaci je využit program Fire Dynamics Simulator (FDS), který je zástupcem dynamických modelů kapalin a plynů (CFD). Požár je simulován zjednodušenou metodou pomocí HRR křivek. Pro simulaci je vybrán požární scénář, který zjišťuje vliv požáru EV a ICEV.

KLÍČOVÁ SLOVA

elektrovozidla; vozidla se spalovacím motorem; požár; požární odolnost konstrukcí; rychlost uvolňování tepla

ABSTRACT

This paper is based on a diploma thesis and deals with the fire risk of electric vehicles (EV) in the design of reinforced concrete structures. The main objective of the paper is to present the fire risk of electric vehicles with regard to the fire safety of buildings. The paper describes the types of different electric vehicles available today. Then a definition of the fire risk of batteries and entire electric and internal combustion vehicles (ICEV) is described. Finally, the theoretical part deals with fire safety solutions from the perspective of electric mobility. The practical part presents the creation of a model of a passenger vehicle fire in the area of a collective garage. The Fire Dynamics Simulator (FDS) program, which is a representative of Computational Fluid Dynamics Models (CFD) is used for the simulation. The fire is simulated by a simplified method using HRR curves. A fire scenario, which detects the effect of EV a ICEV fire, is selected.

KEYWORDS

electric vehicles; internal combustion engine vehicles; fire resistance; heat release rate

1. ÚVOD

Vzhledem k tomu, že je aktuálně v České republice dostupné pouze malé množství dat o řešení požární bezpečnosti staveb z hlediska elektromobility, se článek zabývá rizikem požárů elektrovozidel.

Změna v automobilovém průmyslu s sebou přináší i snahu o to, aby vozidla byla co nejlehčí a tím i spotřeba paliva byla nižší. Nová vozidla tak obsahují podstatně více plastů, než obsahovala dřívější stará vozidla. Plasty mohou při požáru uvolňovat jedovaté zplodiny hoření. Dnešní automobily jsou ve srovnání se staršími vozidly větší, co se týče rozměrů.

Přechod z klasických automobilů se spalovacími motory na elektrovozidla s sebou nese nové problémy. Elektrovozidla obecně představují větší riziko vzniku požáru, ať už při dobíjení, nehodě nebo jen při běžném používání, kdy může dojít k závadě na baterii, která může způsobit požár. Za poslední roky můžeme čím dál častěji narazit na problematiku hašení elektrovozidel. Zároveň jsou elektrovozidla specifická svým průběhem požáru, kdy i při zdánlivém uhašení může dojít k další iniciaci v baterii a dalšímu rozvoji požáru. Elektrovozidla přinášejí nové problémy a poznatky do požární bezpečnostního inženýrství. Výrazné zvyšování počtu elektrovozidel a povinnost zřizování dobíjecích stanic v hromadných garážích přináší větší požární riziko s důrazem na požární bezpečnost staveb a požární odolnost konstrukcí.

2. ELEKTROVOZIDLA

2.1. Typy elektrovozidel

Elektrovozidla lze rozdělit do dvou skupin – plný elektromobil a hybridní elektromobil. Plný elektromobil využívá pouze energii, která je uložena v akumulátorech. Hybridní elektromobil využívá spalovací motor i elektromotor, díky tomu má výhody plného elektromobilu a zároveň automobilu se spalovacím motorem. (Boehmer et al., 2020, Helena Berg, 2015)

2.2. Požární riziko elektrovozidel a baterií

Li-ion baterie samy o sobě nepředstavují riziko samovznícení, pokud jsou jejich provozní podmínky stabilní a výrazně se nemění. Jiná situace nastává v případech, že je vozidlo vystaveno

* Školitel: prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.

proměnlivým a extrémním podmínkám způsobenými silnými elektrickými, tepelnými nebo mechanickými impulsy. Při vystavení baterie změnám se zvyšuje pravděpodobnost vzniku požáru. Baterie správně fungují při dovolených hodnotách teploty a napětí. Když jsou překročeny limity napětí nebo teploty baterie, může uvnitř baterie dojít ke spuštění určitých chemických reakcí. Článek baterie následně začne uvolňovat hořlavý plyn, který se může vznítit a začít hořet. (Dorzs et al., 2021, Bisschop et al., 2019, Wang et al., 2019)

Existují tři hlavní rizika, které mohou ohrozit bezpečnost vozidla: tepelné poškození, elektrické přetížení a mechanické poškození. (Dorzs et al., 2021)

Články Li-ion prokazují svůj nejlepší výkon a funkci při teplotách v rozmezí 20–30 °C. Vzhledem k celosvětovému rozšíření elektromobilů, které jsou vybaveny Li-ion bateriemi, není možné zaručit provoz v tomto teplotním rozsahu bez vhodných systémů, které pomáhají udržovat správné provozní teploty. Například ve státech Kalifornie nebo v Arizoně jsou v létě teploty vzduchu i nad 40 °C, zatímco v severních částech Norska nebo Švédska jsou teploty v zimním období hluboce pod -10 °C. Trvale vysoké teploty mohou vést k nežádoucím chemickým reakcím, při kterých se baterie začne přehřívat. Pokud není teplo správně odváděno, může dojít k tepelnému úniku a nekontrolovatelnému nárůstu teploty vedoucí ke vznícení článku. Pokud je okolní teplota článku naopak příliš nízká, výrazně se zvyšuje vnitřní odpor, což může opět vést k tepelnému úniku. (Dorzs et al., 2021)

Baterie EV jsou navrženy tak, aby přijímaly určité množství energie v určitém čase. Pokud jsou tyto limity překročeny v důsledku příliš rychlého nabíjení nebo přebíjení, výkon článku se může zhoršit nebo dokonce může celý článek selhat. Úroveň nabití je definována stavem nabití (state of charge – SOC). Ovšem plná kapacita baterie normálně přesahuje svou jmenovitou kapacitu. K přebíjení může docházet, když je napětí článku nesprávně detekováno řídicím systémem nabíjení, při poruše nabíječky nebo při použití nesprávné nabíječky. V důsledku toho se lithium usazuje na anodě, kde se rozrůstá až vzniknou dendrity, které při průniku separátorem způsobí vnitřní zkrat. Vysoká úroveň vybíjení může způsobit rozpouštění záporného proudového kolektoru, který se skládá z mědi. Jako výsledek se do elektrolytu uvolňují malé vodivé částice mědi, které zvyšují riziko vnitřního zkratu. K nadměrnému vybíjení dochází při vybíjení článků pod jejich minimální napětí. K externímu zkratu může dojít, když je baterie vystavena silné mechanické deformaci, nárazu, ponoření do vody nebo korozi. (Bisschop et al., 2019, Sun et al., 2020)

Většina článků baterie je relativně křehká bez ochranné konstrukce EV nebo bateriového obalu. Data ukazují, že drobné kolize jsou pro články neškodné, avšak v případě nehody při vysoké rychlosti se riziko vzniku požáru zvyšuje. Baterie se obvykle umísťují do vyztužených a tuhých oblastí vozidel s cílem eliminovat riziko proražení během nehody. I při umístění modulů do vyztužené bezpečné zóny není vyloučené pronikání úlomků dovnitř při bočních srážkách. Je důležité zmínit i fakt, že při rychlém zpomalení vozidla před a při nehodě vznikají velké síly a může dojít k externímu zkratu. (Bisschop et al., 2019, Sun et al., 2020)

3. MODELOVÁNÍ POŽÁRU V PROSTORU HROMADNÉ GARÁŽE

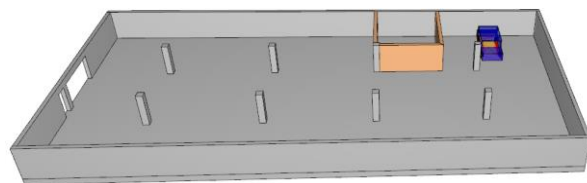
K modelování je využit numerický model typu pole Fire Dynamic Simulator (FDS) verze 6.7.9. a program PyroSim 2022.2.0803, který tvoří grafické uživatelské rozhraní.

Pro modelování požáru byl zvolen jednoduchý prostor hromadné garáže v prvním podzemním podlaží bytového domu, ze kterého je přímý výjezd na venkovní prostranství. Požár vozidla byl simulován pomocí zjednodušené metody – tedy pomocí rychlosti uvolňování tepla (HRR) získaného ze světové literatury (Lam et al., 2016).

3.1. Řešený prostor a model vozidla

Řešený prostor se nachází v 1.PP bytového domu, který má celkem 4 nadzemní podlaží a 1 podzemní podlaží. Součástí 1.PP jsou hromadné garáže, schodišťový prostor a úklidová místnost. Hromadné garáže tvoří téměř celý prostor 1.PP (viz Obrázek 1). Z prostoru hromadné garáže je přímý výjezd na volné prostranství. V hromadných garážích se nachází 24 parkovacích stání. Vstup do garáží je umožněn přes schodišťový prostor nebo dveřmi z volného prostranství. Do prostoru hromadných garáží je zakázán vjezd vozidlům na plynná paliva. V prostoru byly vymodelovány stěny, strop, podlaha, sloupy a otvory v obvodových stěnách. Nosné obvodové stěny jsou uvažovány z železobetonu, stejně tak i sloupy, strop a podlaha. Stěny schodišťového prostoru jsou uvažovány ze zdiva. V přední části garáží je uvažováno s otevřeností vjezdových vrat a vstupních dveří z důvodu dostatečného přístupu kyslíku, aby ve výpočtu nedocházelo k numerické nestabilitě, kdy je v prostoru nedostatek kyslíku.

Vzhledem k faktu, že v programu PyroSim a FDS lze modelovat jen pravoúhlou výpočetní síť, je modelování vozidla s ohledem na geometrii složité. Geometrie vozidla byla tak zjednodušena na pravoúhlé prvky. U vozidla byla vymodelována karoserie, která tvoří pevnou nehořlavou obálku a omezuje tak šíření a sálání požáru, čímž je přiblížen reálný požární scénář. U všech oken vozidla bylo simulováno jejich rozbití při dosažení teploty 300 °C. (Wald et al., 2017)



Obrázek 1: 3D model řešeného prostoru s umístěním vozidla

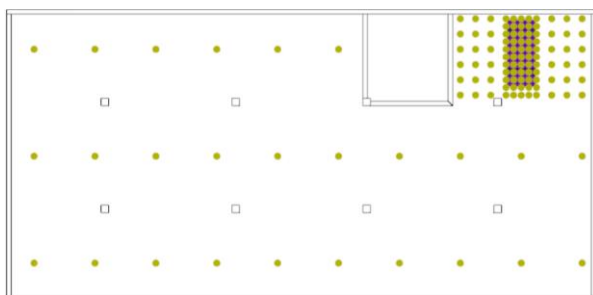
3.2. Vstupní a okrajové podmínky

Před samotným modelováním prostoru a vozidla byly do modelu vloženy následující počáteční podmínky. Teplota prostředí byla nastavena na 20 °C, relativní vlhkost byla nastavena na 40 % a tlak byl uvažován normální, tedy 1013,25 hPa. Iniciačním zdrojem byla zvolena vnitřní podlaha vozidla, která představovala hořák s proměnným výkonem o rozměrech 2,0 x 4,0. Výkon požáru by přepočtený na danou plochu. Pro modelování byl použit průběh požáru elektrovozidla (EV) se 100 % nabitím, elektrovozidla s 85 % nabitím (SOC) a spalovacího

vozidla (ICEV). V modelu byl uvažován idealizovaný požár bez hašení.

Jako chemická reakce hoření byla zvolena polyuretanová reakce se vzorcem $C_{6,3}H_{7,1}O_{2,1}N_1$ s kritickou teplotou plamene $1427\text{ }^\circ\text{C}$ a produkcí CO $0,2\text{ kg/kg}$. Podíl tvorby kouře je pro danou reakci $0,1\text{ kg/kg}$.

V prostoru byly měřeny teploty plynů a povrchové teploty pomocí termočlánků. Termočlánky pro měření teploty plynu byly umístěny ve výšce $2,0\text{ m}$ nad povrchem podlahy. Termočlánky pro měření povrchové teploty byly umístěny ve výšce $2,6\text{ m}$ nad povrchem podlahy. Dále byla v prostoru měřena viditelnost a koncentrace oxidu uhelnatého CO pomocí snímačů. Umístění termočlánků v prostoru bylo v rastru nad požárem ve vzdálenosti $0,5$ a $1,0\text{ m}$ a dále v prostoru garáže ve vzdálenosti $4,0\text{ m}$ (viz Obrázek 2).

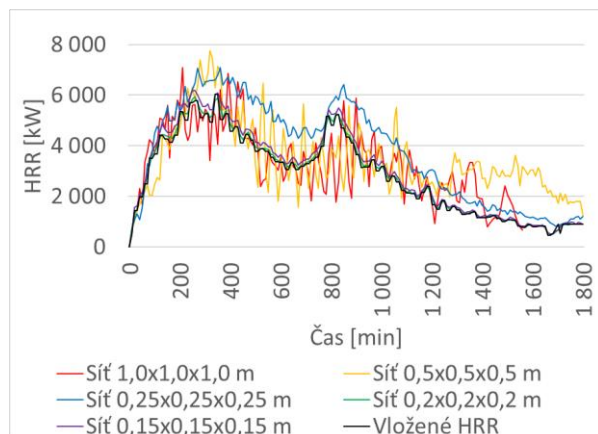


Obrázek 2: Rozmístění termočlánků a snímačů v modelu

3.3. Citlivostní analýza

Velikost výpočetní sítě byla zvolena v závislosti na citlivostní analýze, jejímž cílem bylo zjistit vliv velikosti výpočetní buňky na dosažené výsledky. Rozsah výpočetní sítě pokrývá celý prostor hromadné garáže.

Zkoušeno bylo 5 výpočetních sítí o rozměrech buňky $1,0; 0,5; 0,25; 0,2$ a $0,1\text{ m}$. U velkých výpočetních sítí docházelo k fluktuaci hodnot. Výsledky simulace u velikosti výpočetní sítě $0,2\text{ m}$ a $0,15\text{ m}$ byly téměř stejné a zároveň jsou výsledky ustálené a nedochází u jejich průběhů k fluktuaci jako tomu bylo u hrubších výpočetních sítí. U hrubších výpočetních sítí neodpovídalo vložené HRR výslednému HRR z modelu (viz Obrázek 3).

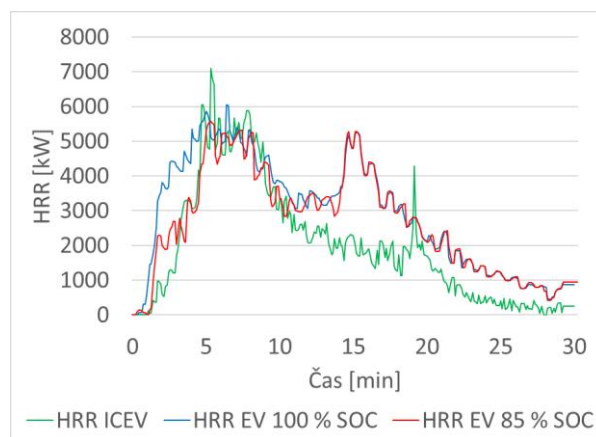


Obrázek 3: Porovnání vloženého HRR s výsledným HRR pro jednotlivé velikosti výpočetní sítě

Vzhledem k faktu, že jemnější výpočetní síť je mnohem náročnější na výpočetní čas, byla zvolena výpočetní síť s $260\ 736$ buňkami a s velikostí buňky $0,2x0,2x0,2\text{ m}$.

3.4. Řešený scénář

Návrh normy ČSN 73 0838 – Garáže uvažuje s navrhováním garáží pro vozidla se všemi druhy provozu, z toho důvodu je dalším scénářem pro modelování požáru zjišťován vliv druhu vozidla. Z hlediska dostupnosti dat získaných z velkorozměrových požárních zkoušek je uvažováno s požáry EV se 100% SOC, EV s 85% SOC a s požárem ICEV. Křivky požáru pro modelování jsou zobrazeny níže (viz Obrázek 4).



Obrázek 4: Vstupní křivky HRR (Lam et al., 2016)

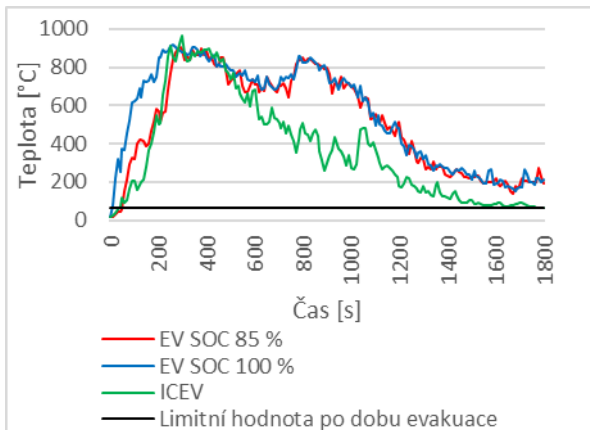
4. VÝSLEDKY

Na obrázcích níže jsou zobrazeny průběhy maximálních teplot plynu (viz Obrázek 5) všech čidel v prostoru hromadné garáže, průběhy maximálních teplot povrchu (viz Obrázek 6) všech čidel v prostoru hromadné garáže, průběhy minimálních viditelností (viz Obrázek 7) všech čidel v prostoru hromadné garáže a průběhy maximálních koncentrací CO (viz Obrázek 8) všech čidel v prostoru hromadné garáže.

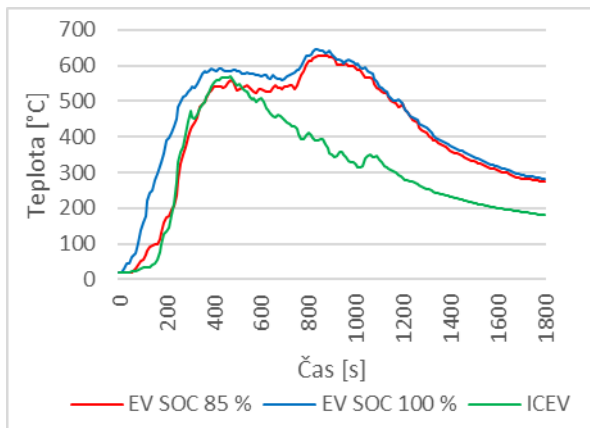
Na grafech teploty plynu, viditelnosti a koncentrace CO (viz Obrázek 5, Obrázek 7 a Obrázek 8) jsou zároveň zobrazeny limitní hodnoty pro bezpečnou evakuaci osob. Za limitní hodnoty se považují: (Kučera et al., 2010)

- snížení viditelnosti pod 10 m – měřeno ve výšce $2,0\text{ m}$ nad podlahou,
- překročení teploty nad $65\text{ }^\circ\text{C}$ – měřeno ve výšce $2,0\text{ m}$ nad podlahou,
- zvýšení koncentrace oxidu uhelnatého (CO) nad hodnotu 2000 ppm (parts per milion = část z milionu) – měřeno ve výšce $2,0\text{ m}$ nad podlahou.

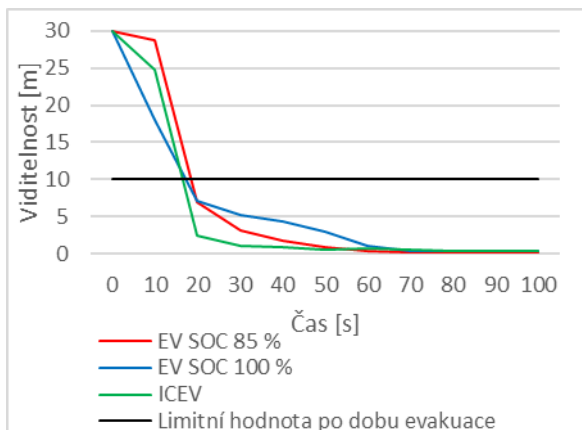
Viditelnost a koncentrace v prostoru hromadné garáže je zobrazena v prvních 100 sekundách simulace, neboť k překročení limitních hodnot pro evakuaci dochází již v prvních sekundách simulace. Předpokládaná doba evakuace z prostoru hromadné garáže je dle výpočtu ČSN 73 0804 $t_u = 0,88\text{ min} = 53\text{ s}$.



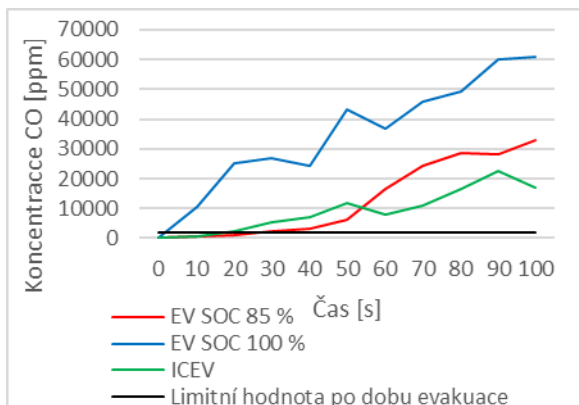
Obrázek 5: Porovnání maximálních teplot plynu



Obrázek 6: Porovnání maximálních teplot povrchu

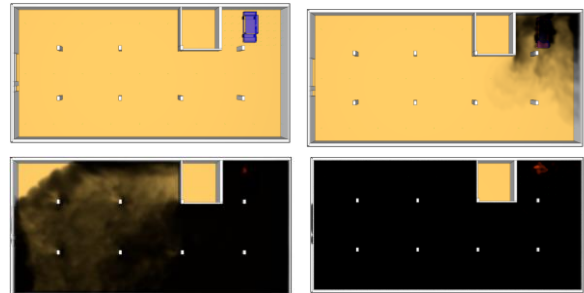


Obrázek 7: Porovnání minimálních viditelností

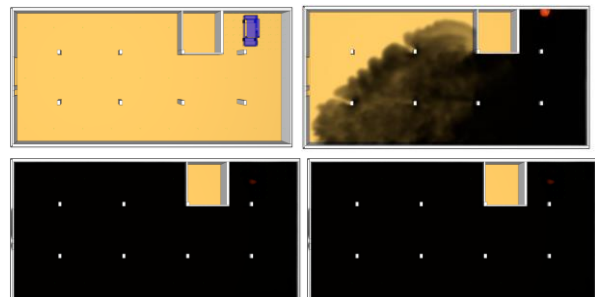


Obrázek 8: Porovnání maximálních koncentrací CO

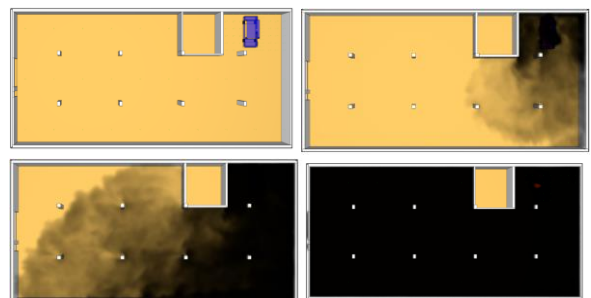
Na obrázcích níže jsou uvedeny vizualizace průběhu kouře pro jednotlivá vozidla (viz Obrázek 9, Obrázek 10 a Obrázek 11).



Obrázek 9: Vizualizace průběhu kouře pro EV s 85 % SOC v čase 0 s, 50 s, 100 s a 900 s



Obrázek 10: Vizualizace průběhu kouře pro EV s 100 % SOC v čase 0 s, 50 s, 100 s a 900 s



Obrázek 11: Vizualizace průběhu kouře pro ICEV v čase 0 s, 50 s, 100 s a 900 s

Z výše uvedených výsledků je patrné, že při požáru ICEV jsou maximální teploty plynů vyšší než při požáru EV s 100 % SOC, naopak maximální teploty plynů jsou při požáru EV s 85 % SOC nižší, což odpovídá tomu, že maximální HRR je u ICEV vyšší než u EV s 100 % SOC a nižší u EV s 85 % SOC. Teploty povrchu jsou při požáru ICEV a EV s 85 % SOC nižší než při požáru EV se 100 % SOC. U EV s 85 % SOC je to dáno nižším maximálním HRR. Při požáru EV se 100 % SOC je viditelnost nižší, než při požáru ICEV a EV s 85 % SOC. Naopak koncentrace, CO je při požáru EV se 100 % SOC je vyšší, než při požáru ICEV a EV s 85 % SOC. K zakouření celého prostoru hromadné garáže dochází u všech druhů vozidel již v prvních 100 sekundách simulace.

Elektrovozidla tedy na základě vstupů, které byly při modelování zvoleny, nepředstavují podstatně vyšší požární riziko než klasická vozidla se spalovacími motory, co se týče teplot plynu, konstrukcí, koncentrace CO a viditelnosti.

5. ZÁVĚR

Závěrem lze říci, že při zvolených vstupech v této práci EV nepředstavují z hlediska sledovaných výsledků a veličin vyšší riziko než ICEV. Zároveň lze konstatovat, že požár EV závisí na jeho SOC, jelikož při vyšším SOC je vyšší i maximální výkon požáru.

Ze simulace je patrné, že limitní hodnoty koncentrace CO pro bezpečnou evakuaci osob ve výšce 2,0 m nad podlahou jsou překročeny již v prvních sekundách simulace v prostoru hořícího vozidla. Stejně tak je i celý prostor hromadné garáže zakouřen již v prvních 100 sekundách simulace. Z toho důvodu by bylo v prostorách nutné instalovat např. zařízení odvodu kouře a tepla (ZOKT). Modelováním bylo zjištěno, že limitní hodnoty teploty pro bezpečnou evakuaci osob jsou též překročeny již v prvních 100 sekundách, což znamená, že evakuace dle standardního normového výpočtu nevyhovuje. Z toho důvodu by bylo vhodné řešit případnou instalaci požárně bezpečnostních zařízení.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci finanční podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS23/033/OHK1/1T/11.

References

- BOEHMER, H.; KLASSEN, M.; OLENICK, S. Modern Vehicle Hazards in Parking Structures and Vehicle Carriers. Fire Protection Research Foundation, FPRF-2020-07, Jul, 2020.
- BERG, Helena. Batteries for electric vehicles: materials and electrochemistry. Cambridge university press, 2015.
- DORSZ, Adam; LEWANDOWSKI, Mirosław. Analysis of fire hazards associated with the operation of electric vehicles in enclosed structures. *Energies*, 2022, 15.1: 11.
- SUN, Peiyi, et al. A review of battery fires in electric vehicles. *Fire technology*, 2020, 56: 1361-1410.
- BISSCHOP, Roeland, et al. Fire safety of lithium-ion batteries in road vehicles. 2019.
- WANG, Qingsong, et al. A review of lithium ion battery failure mechanisms and fire prevention strategies. *Progress in Energy and Combustion Science*, 2019, 73: 95-131.
- LAM, Cecilia, et al. Full-scale fire testing of electric and internal combustion engine vehicles. In: 4th International conference on fire in vehicle, Baltimore. 2016.
- ČSN 73 0804. Požární bezpečnost staveb – Výrobní objekty. únor 2010
- WALD, František, Marek POKORNÝ, Kamila CÁBOVÁ, Hana NAJMANOVÁ, Petr HEJTMÁNEK, Martin BENÝŠEK, Marta KUREJKOVÁ a Ivo SCHWARZ. Modelování dynamiky požáru v budovách. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2017. ISBN 978-80-01-50633-2
- KUČERA, Petr a Lenka PEZDOVÁ. Základy matematického modelování požáru. Ostrava: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010. ISBN 978-80-7385-095-1.

BĚLOHRADSKÁ, Tereza. Modelování požáru a analýza elektrovozidel při návrhu konstrukcí. Praha, 2023. Diplomová práce. České vysoké učení technické, Fakulta stavební.

ALGORITMIZACE POSOUZENÍ HLAVNÍCH NAPĚTÍ PO VÝŠCE PRŮŘEZU

Adam Froněk, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Tháškova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
adam.fronek@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Príspevek popisuje jednoduchý nástroj pro vykreslení hlavních napětí po výšce průřezu pro předpjaté prvky a následné ověření vzniku smykových trhlin ve stěně prvku. Pro výpočet byl zvolen program pro algoritmické modelování *Grasshopper*, který řeší problém proužkovou metodou.

Účel vytvoření nástroje je minimalizace pracnosti pro zefektivnění práce pro tvarově složitě průřezy, velké množství posuzovaných řezů nebo průřezy proměnné po délce konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

hlavní napětí • smykové trhliny • proužková metoda • algoritmus • Grasshopper

ABSTRACT

The paper describes simple tool for graphical visualization of principal stresses by cross section height for prestressed elements and assessment shear cracks initiation in element's wall. For computation was selected program for an algorithmic modeling *Grasshopper*, which is solving the problem by using strip method.

The aim of creating the tool is to minimal effort for work efficiency with difficult cross sections shapes, great amount of assessed sections or cross sections with variable definition by structure length.

KEYWORDS

principal stress • shear cracks • strip method • algorithm • Grasshopper

1. ÚVOD

Posouzení hlavních napětí se provádí v předpjatých stěnových prvcích pro omezení šířky smykových trhlin. Hlavní napětí se určí z normálového a smykového napětí v průřezu. Smykové napětí je závislé na hodnotě šířky průřezu a statického momentu, které jsou po výšce průřezu proměnné. Na rozdíl od normálového napětí, které je závislé na průřezovém modulu, a který nabývá extrémních hodnot na okraji průřezu (podle teorie pružnosti), nelze obecně určit pozici extrémní hodnoty smykového napětí po výšce průřezu.

Statický moment je vyjádřen jako plocha odříznuté části násobená vzdáleností k těžišti průřezu. Šířka průřezu je obecně lomená křivka a nárůst plochy po výšce nelze předepsat jednou funkcí. Právě pracnost a proměnlivost výpočtu statického momentu je motivací algoritmizace úlohy pomocí modelovacího programu *Grasshopper*.

Nástroj byl vypracován v návaznosti na problematiku řešenou v diplomové práci.

* Supervisor: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

2. TEORETICKÝ ZÁKLAD

Posouzení hlavních napětí (tj. vznik smykových trhlin) se provede dle (ČSN EN 1992-2 (73 6208) 2007). Pro ověření je nutné nalézt maximální tahové napětí, které ve stěně komory vzniká, tj. hlavní napětí. Hlavní napětí jsou taková, kdy jsou smyková napětí nulová. Normálová napětí pak dosahují (ve vzájemně kolmých směrech) extrémních hodnot. Nalezení těchto maxim (resp. minim) odpovídá určitému natočení souřadného systému, kde je podmínka smykového napětí splněna.

Hlavní napětí lze určit jako kořeny rovnice z aplikace Mohrovy kružnice (Lamboj 2005).

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (1)$$

Pro hledání napjatosti na prutovém prvku po jeho výšce, působí normálové napětí pouze v jednom směru.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2} \quad (2)$$

Rovnice vychází z řešení vlastních čísel tenzoru napětí. Jak již bylo zmíněno, hlavní napětí jsou taková, kde smyková napětí jsou rovna nule. Předvedením rovnic podle složek napětí (Pettrýl a Vondrová 2003) do maticové formy problém vypadá následovně.

Tabulka 1: Použité veličiny hlavních napětí.

Symbol	Název veličiny
$[\sigma]$	tenzor napětí
σ_v	napětí na libovolně orientované ploše N
ν	vektor směrových cosinů normály roviny N
σ_0	tenzor hlavních napětí
$\sigma_{x,y,z}$	normálové napětí roviny x,y,z
τ_{xy}	smykové napětí roviny xy

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\nu = \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \cos \beta \\ \cos \gamma \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$\sigma_v = [\sigma] \nu \wedge \sigma_v = \sigma_0 \nu \Rightarrow [\sigma] \nu = \sigma_0 \nu \quad (5)$$

$$([\sigma] - \sigma_0 I) \nu = 0 \Rightarrow \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \quad (6)$$

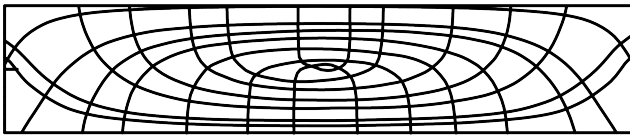
Pro zadané okrajové podmínky jedno dimenzionálního prvku (prutu) jsou normálová napětí (a odpovídající smyková napětí) ve směrech y a z nulová. Nulové se uvažují i smykové účinky v příčném směru ($V_y = 0$) a platí vzájemnost smykových napětí.

$$\sigma_y = \sigma_z = 0 \wedge \tau_{yi} = 0 \quad (7)$$

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & 0 & \tau_{xz} \\ 0 & 0 & 0 \\ \tau_{zx} & 0 & 0 \end{bmatrix} \sim \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{xz} & 0 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 \neq 0 \\ \sigma_2 = 0 \\ \sigma_3 \neq 0 \end{cases} \quad (8)$$

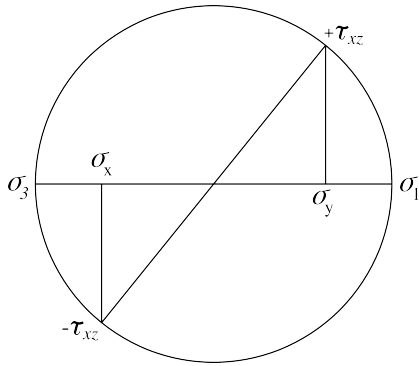
Vlastní čísla se zapisují v pořadí od největšího po nejmenší, tj. $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Nutno podotknout, že posouzení se provádí pro předpjatý beton a normálové napětí je tlakové $\sigma_x < 0$. Napětí σ_1 značí hlavní tahové napětí a σ_3 značí hlavní tlakové napětí.

Změnou vnitřních sil (resp. jejich poměru) po délce nosníku se bude měnit i velikost hlavních napětí. Změna po délce je dobře patrná při vykreslení hlavních napětí po délce prvku.



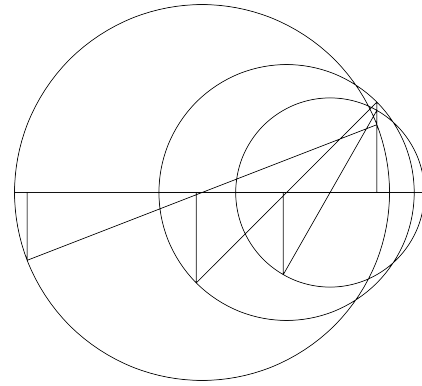
Obrázek 1: Příklad trajektorií hlavních napětí po délce nosníku.

Pro oblast podepření je sklon hlavních napětí velký, to znamená, že posouvající síla je významná. Vztah mezi jednotlivými napětími je dobře představitelný pomocí Mohrovy kružnice, kde pootočení trajektorií hlavních napětí po délce prvku znamená pootočení od vodorovné osy na Mohrově kružnici.



Obrázek 2: Mohrova kružnice.

Podle tohoto schématu obecně vzniká normálové napětí σ_y . To se neshoduje s tenzorem napětí $[\sigma]$ pro 1D prvek. Výpočetně (resp. graficky) lze, díky sestavenému nástroji, určit že hodnota v místě napětí σ_y je po výšce průřezu konstantní s nulovou hodnotou.



Obrázek 3: Mohrovy kružnice po výšce průřezu.

3. MATERIÁLOVÁ CHARAKTERISTIKA

Pro posouzení vzniku smykových trhlin se určí směrově závislá pevnost betonu v tahu f_{ctb} . Ta je závislá na velikosti hlavního tlakového napětí, tudíž je po výšce průřezu proměnná. Pevnost je určena podle Eurokódu (ČSN EN 1992-2 (73 6208) 2007).

Tabulka 2: Použité veličiny pro posouzení.

Symbol	Název veličiny
f_{ctb}	směrově závislá pevnost betonu v tahu
σ_1	hlavní napětí v tahu
σ_3	hlavní napětí v tlaku (v absolutní hodnotě)

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctk,0.05} \quad (9)$$

$\sigma_3 < 0,6 \cdot f_{ck}$ ověření betonu v tlaku
 $\sigma_1 < f_{ctb}$ návrh minimální výztuže
 $\sigma_1 \geq f_{ctb}$ nutné ověřit omezení trhlin

4. NAPĚTÍ

Výpočet působících normálových a smykových napětí v průřezu se provede podle teorie pružnosti.

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} z \quad (10)$$

$$\tau_{xz} = \frac{V_z \cdot S_y(z)}{b \cdot I_y} \quad (11)$$

$$S_{y,i}(z) = A(z) \cdot |z_t - z| \quad (12)$$

Hodnota statického momentu S_y je závislá na umístění v průřezu (souřadnici z). Statický moment, se vypočte jako plocha oddělené části násobená vzdáleností těžiště průřezu a těžiště této oddělené části. Pro ruční nebo tabulkový výpočet je takový postup pro členitý průřez složitý a mnohdy nepřesný. Proto byl zvolen modelovací software.

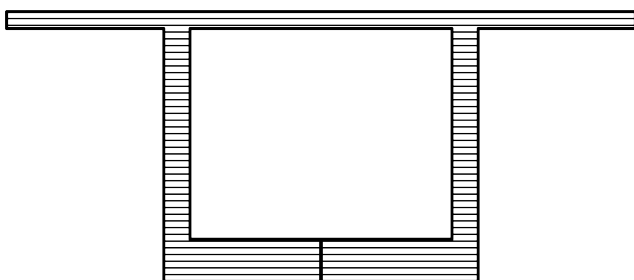
5. POPIS VÝPOČETNÍHO NÁSTROJE

Výpočet byl sestaven v programu pro algoritmické modelování *Grasshopper*.

Vstupními parametry jsou

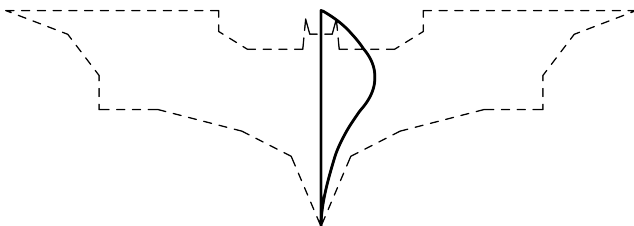
- třída betonu – $f_{ck}, f_{ctk,0.05}$
- vnitřní síly – N, M_y, V_z
- tvar průřezu

Přesnost výpočtu je řízena počtem jednotlivých proužků. Počet proužků (hustota sítě) je rovnoměrně rozdělen od horních nebo dolních vláken k těžišti průřezu. Nejedná se přímo o rovnoměrné prvky, ale o odříznutou plochu vždy zvětšenou o jeden krok. Je definována plocha odříznuté části a vzdálenost k těžišti průřezu. Výpočet probíhá pro oblast nad a pod těžištěm paralelně, výsledky jsou následně sloučeny do jedné množiny.



Obrázek 4: Dělení komorového průřezu na jednotlivé proužky.

Pro definici průřezu lze zadat v prostředí programu *Rhinoce-ros* libovolnou uzavřenou křivku. Omezení křivky je v použití polygonálního průřezu, jelikož určité části výpočtu pracují s krajními pozicemi křivky. Nástroj funguje i pro křivky s částečně hladkými průběhy průřezu, při dodržení 4 krajních hodnot (SV, SZ, JV, JZ), ze kterých je přebírána určitá definice průřezu.



Obrázek 5: Statický moment S_y pro libovolnou křivku.

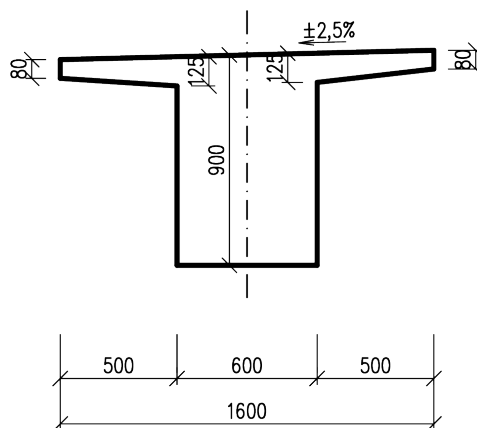
Pro další praktické použití byla sestavena i parametrická definice dvou typických průřezů pro mostní betonové konstrukce – T-průřez (4 parametry) a komora (6 parametrů).

Pouze pro doplnění daného problému hlavních napětí lze v rámci nástroje zobrazovat Mohrovy kružnice, které byly použity výše v textu.

6. POUŽITÍ PRO KONKRÉTNÍ OKRAJOVÉ PODMÍNKY

Pro demonstraci algoritmu byly použity okrajové vstupní parametry z příkladu v rámci předmětu *Betonové konstrukce 3K*.

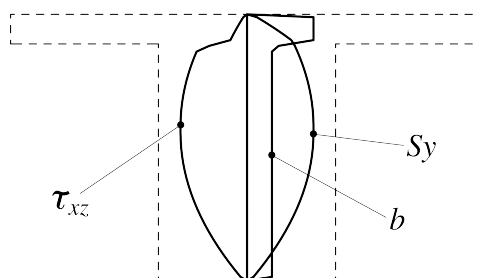
Konstrukce mostu je integrovaný rám. V příčném řezu je konstrukce tvořena prefabrikovanými nosníky tvaru T. Byla převzata definice tvaru a vstupní vnitřní síly.



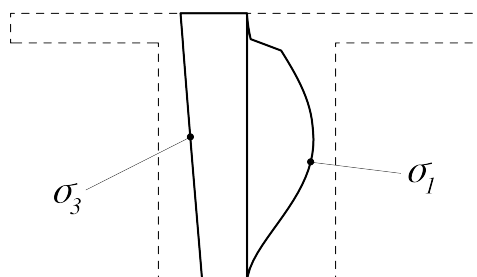
Obrázek 6: Uvažovaný příčný řez.

Tabulka 3: Výchozí vnitřní síly.

N [kN]	M [kNm]	V [kN]
-4139.36	134.5	-165.8



Obrázek 7: Smykové napětí τ_{xz} , statický moment S_y a šířka průřezu b .



Obrázek 8: Hlavní napětí σ_1 a σ_3 .

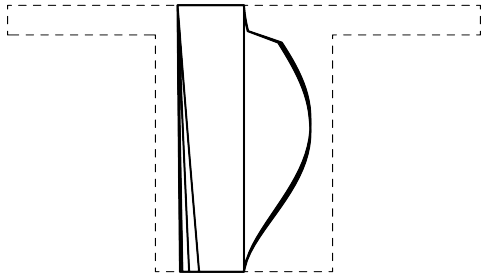
Průřez vyhovuje a smykové trhliny nevznikají.

Hlavní tahové napětí σ_1 úzce souvisí se smykovým napětím τ_{xz} . Definice těchto napětí se váže na náhlou změnu průřezu. V případě, že daná oblast bude rozhodující pro posouzení (takový případ by mohl nastat při velkém záporném ohybovém momentu), je nutné zvýšit jemnost proužků pro správnou definici této nespojitě oblasti.

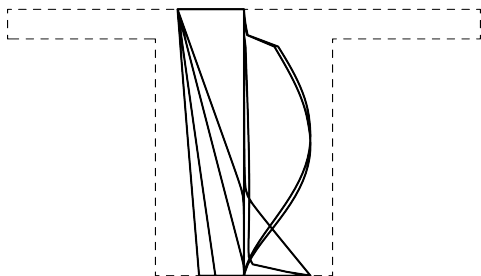
7. CITLIVOSTNÍ ANALÝZA

Pro analýzu chování hlavních napětí byly odděleně navýšeny působící vnitřní síly. Nárůst proběhl v násobcích 1, 2, 5 a 10. Je dobré

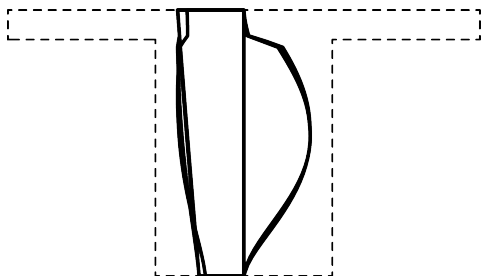
poznámenat, že vykreslení vyjadřuje normované průběhy a citlivostní analýza sleduje pouze změnu průběhu napětí a nikoliv překročení limitní hodnoty.



Obrázek 9: Citlivost hlavních napětí – normálová síla N .

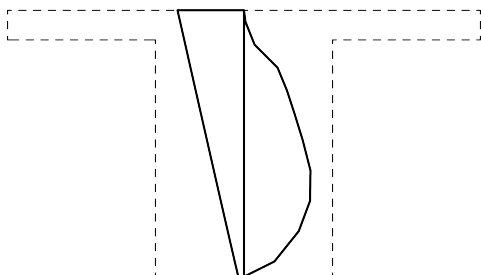


Obrázek 10: Citlivost hlavních napětí – ohybový moment M_y .

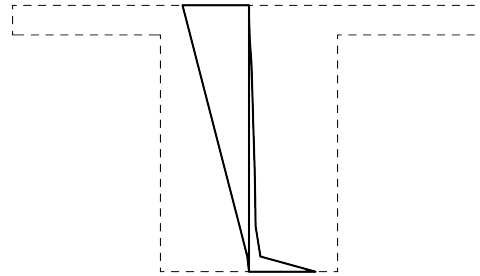


Obrázek 11: Citlivost hlavních napětí – posouvající síla V_z .

Pro normálovou sílu N a posouvající sílu V_z lze při navýšení hodnot sledovat pouze malé odchylky od původního průběhu. Úpravou těchto vnitřních sil není nutné sledovat přerozdělení průběhu působení, pouze změnu velikosti napětí. Při nárůstu ohybového momentu M_y došlo k výraznému přerozdělení působení. Změna má skokový charakter, proto byla přesnějším navýšením působícího momentu nalezena kritická hodnota.



Obrázek 12: Hlavní napětí před dosažením tahu u dolních vláken.



Obrázek 13: Hlavní napětí po dosažení tahu u dolních vláken.

K výraznému přerozdělení hlavního tahového napětí σ_1 dochází k okamžiku dosažení tahového normálového napětí σ_s u krajních vláken průřezu. Tím se vymezuje platnost provedení posouzení smykových trhlin na plně předpjaté prvky. V opačném případě se provede posouzení šířky trhlin vznikajících od ohybu pro částečné předpětí, resp. ověření napjatosti pro omezené předpětí.

8. ZÁVĚR

Algoritmické modelování prokázalo dobrou službu při sestavení posouzení obecně definovaného prvku. Nástroj lze efektivně použít dvojím způsobem jako *black box* nebo *white box*. Pro potřebu posouzení lze jednoduchým způsobem ověřit vznik smykových trhlin a velmi rychle měnit definici průřezu nebo vnitřních sil (*black box*). Díky snadným grafickým výstupům dílčích výsledků nebo vykreslení Mohrovy kružnice lze provést analýzu kritických veličin nebo přiblížit definici hlavních napětí po výšce prvku (*white box*).

Reference

- ČSN EN 1992-2 (73 6208) (květ. 2007). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. vč. ZMĚNY Z2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- Lamboj, Ladislav (2005). *Mechanika zemin a zakládání staveb*. Vyd. 1. Praha: ČVUT. ISBN: 80-01-03094-6.
- Petrtyl, Miroslav a Radmila Vondrová (2003). *Stavební mechanika 32. příručka základů stavební mechaniky a pružnosti*. Vyd. 4. Praha: ČVUT. ISBN: 80-01-02694-9.

NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 NA OBCHVATU PLASŮ PŘES ÚDOLÍ ŘEKY STŘELY

Jan Janoušek, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thakurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
jan.janousek.1@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek pojednává o návrhu a statickém posouzení mostu na plánovaném obchvatu Plasů přes údolí řeky Střely na silnici I/27. V úvodu jsou popsány 4 uvažované varianty a následně vybrána finální varianta přemostění. Tou se stal železobetonový obloukový most s horní mostovkou. Vybraná varianta je následně podrobněji popsána z hlediska návrhu jednotlivých prvků a jejich posouzení. Důraz byl kladen zejména na návrh geometrie oblouku a postupu výstavby. V dalších částech jsou popsány ostatní konstrukční prvky, nosná konstrukce, spodní stavba a založení, z hlediska návrhu a posouzení konstrukce během výstavby a v konečném stavu. Konstrukce byla posouzena v mezních stavech únosnosti a použitelnosti s využitím výpočetních programů a ručních posudků.

KLÍČOVÁ SLOVA

Obloukový most • Železobetonová konstrukce • Postup výstavby
• Předpjatý beton • Letmá betonáž

ABSTRACT

This article deals with the design and structural assessment of the bridge on the newly planned Plasy bypass over the valley of the Střela river on the road I/27. Four alternatives were considered, as described in the introduction, one of which is chosen for detailed design. The first variant, an Arch bridge with upper deck, was selected. The selected variant is closely described in terms of the design of the individual elements and their assessment. The emphasis was on the design of the arch geometry and construction process. In the following sections, the parameters of the superstructure, substructure and foundations are described in terms of design and assessment methods. Structure was assessed for both serviceability and ultimate limit states using software and manual verification, some of were verified during construction process.

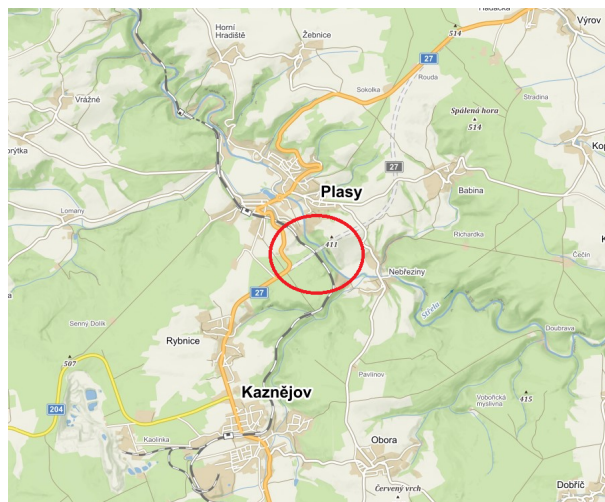
KEYWORDS

Arch bridge • Reinforced concrete structure • Procedures of construction • Prestressed concrete • Cantilever method

1. ÚVOD

Předmětem článku je návrh přemostění údolí řeky Střely na silnici I/27 na obchvatu obce Plasy. Mostní objekt je situován v extravilánu obce Plasy na plánované přeložce silnice I/27, která bude sloužit k vedení veřejné dopravy mimo město a dojde tak ke snížení negativního vlivu dopravy na chráněné objekty a zastavěné území podél stávající silnice a ke zvýšení plynulosti a bezpečnosti

dopravy. Konstrukce převádí komunikaci kategorie S9,5/70 přes rozsáhlé a hluboké údolí řeky Střely, kde přemostí uje polní a lesní cesty, železniční trať č. 160 a řeku Střelu. Právě kvůli údolí řeky Střely, které je velmi exponované jak z Plaské strany, tak od Nebřezin, jsou kladeny zvláštní požadavky na šetrné začlenění mostu do krajiny a zároveň na minimalizaci stavebních prací v údolí.



Obrázek 1: Poloha stavby.

2. NÁVRH VARIANT PŘEMOSTĚNÍ

Konstrukční řešení jednotlivých variant vychází z požadavků uvedených výše. Především jde o možnost překlenout co možná největší část údolí nad řekou Střelou jedním polem a možností výstavby takové konstrukce bez nutnosti přístupu pod most. Zároveň je kladen důraz i na estetickou stránku konstrukce tak, aby nedošlo k významnému narušení krajiny. Směrové a výškové řešení mostu odpovídá vedení trasy I/27. Zvažované byly následující varianty:

1. Železobetonový obloukový most
2. Vzpěradlový most s ocelovou mostovkou
3. Extradosed konstrukce
4. Letmo betonovaná konstrukce

Všechny 4 varianty splňují požadavek na možnost realizace nad řekou bez nutnosti přístupu do údolí. První varianta jej překlene pomocí oblouku s teoretickým rozpětím 180,0 m, jenž je zhotoven metodou letmé betonáže s vyvšováním. V případě druhé varianty

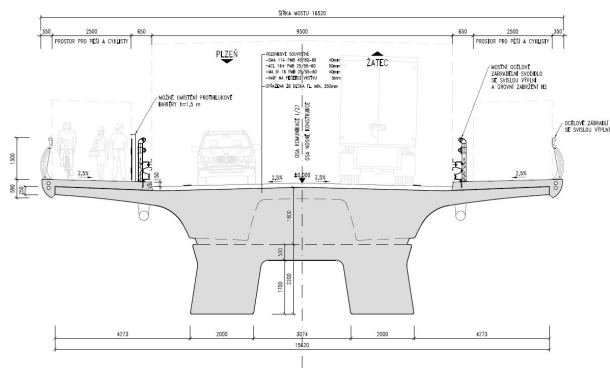
* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

je sprážená ocelobetonová mostovka, zhotovená podélným výsvem, nad řekou podepřena pomocí šikmých železobetonových vzpěr s teoretickým rozpětím podpor v patě 180,3 m. Třetí varianta, komorový nosník zavěšený pomocí extradosed kabelů nad hlavním a přilehlých dvou polích, je nad řekou letmo betonovaná s délkou hlavního pole 160,0 m. Čtvrtá varianta je řešená obdobně jako třetí, shodně se jedná o komorový spojitý nosník s délkou hlavního pole 160,0 m realizovaný letmou betonáží.

Po pečlivém zvážení byla jako nejvhodnější vybrána první varianta, která je dále podrobněji popsána.

2.1. Popis navržené konstrukce

Mostní objekt je tvořen železobetonovým obloukem s horní mostovkou o celkové délce mostu 483,600 m. Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník o 14 polích s dvoutrámovým průřezem z předpjatého betonu (C40/50). Podepřena je krajními opěrami, pilíři s ložisky, rámovými stojkami a nad nejhlubším místem údolí pak obloukem. S ním je mostovka nad vrcholem tuze spojená v délce 18,0 m tak, že tvoří jeden plný průřez. Oblouk je železobetonový (C40/50), oboustranně vetknutý v patkách s teoretickým rozpětím 180,0 m a vzepětím 44,295 m. Průřez oblouku má tvar obráceného "U" a jeho výška je proměnná, ve 20 m dlouhém úseku ve vrcholu má konstantní výšku 2,200 m a zvětšuje se směrem k patkám až na 3,800 m. Rozpětí jednotlivých polí je (ve směru na Žatec) 25,0 + 8 x 32,0 + 66,0 (vč. 18 m dlouhého úseku tuhého spojení s obloukem) + 3 x 32,0 + 25,0 m. Založení opěr, pilířů a oblouku je plošné, opěry na náspu jsou založeny na pilotách. Na Obr. 2 je znázorněn vzorový příčný řez ve vrcholu oblouku - v místě tuhého spojení oblouku a mostovky.



Obrázek 2: Vzorový příčný řez ve vrcholu oblouku.

3. OBLOUK

3.1. Návrh tvaru střednice

Vhodně zvoleným tvarem střednice oblouku lze výrazně snížit ohybové momenty a tahová napětí vyvolané stálým zatížením. Tím lze dosáhnout úspory materiálu, ať už snížením množství potřebné betonářské výztuže, nebo zmenšením průřezové plochy. Optimalizace tvaru střednice je provedena pro známé rozpětí a vzepětí oblouku, rozložení vlastní tíhy a pro všechna ostatní stálá zatížení. Do výpočtu lze zahrnout i část rovnoměrného zatížení z modelu LM1, to je ale, vzhledem k velikosti vlastní tíhy, zanedbatelné a není uváženo. Ideální tvar střednice by měl sledovat průběh tlakové čáry. Ten je stanoven s využitím předpokladu o konstantní obloukové síle (1). Na náhradním prostém nosníku, odpovídajícím

půdorysnému průmětu oblouku, je stanoven průběh ohybového momentu od všech stálých zatížení působících na oblouk.

Svislá pořadnice tlakové čáry je pak stanovena ze vztahu (2).

$$H = \frac{M_{max}}{f} = \frac{2903027,7}{44,295} = 65538,5 \text{ kN} \quad (1)$$

$$z_{(x)} = \frac{M_{(x)}}{H} = \frac{M_{(x)}}{65538,5} [m] \quad (2)$$

Výsledná křivka je znázorněna na Obr. 3. Její průběh nejvíce připomíná lomenici s lomy v místě stojek. Z průběhu je zřejmé, že běžné křivky tlakovou čáru nepokryjí, proto je tvar střednice hledán tak, aby tlaková čára působila v jádře průřezu. První zvažovanou křivkou byla parabola 4° podle Chambauda (3).

$$z_{(x)} = f \left[(1 - \varepsilon) \frac{x^2}{a^2} + \varepsilon \frac{x^4}{a^4} \right] \quad (3)$$

$$\varepsilon = \frac{\pi - 1}{\pi + 5} \quad (4)$$

$$\pi = \frac{g_p + \frac{p}{2}}{g_v + \frac{p}{2}} \quad (5)$$

Kde parametr f je vzepětí oblouku, a je polovina rozpětí oblouku a ε je rozdíl pořadnic paraboly 4° a 2° ve čtvrtině rozpětí. Parametr π představuje poměr zatížení v patě oblouku a ve vrcholu, g_p a g_v jsou hodnoty zatížení vlastní tíhou na 1 m délky a p je hodnota proměnného zatížení na 1 m délky. Vhodnou volbou parametru π byla nalezena křivka s průběhem relativně dobře pokrývajícím průběh tlakové čáry. V "nejhorší" části se tlaková čára vzdaluje od hranice jádra průřezu o méně než 18 cm, takže od stálých zatížení vznikají ohybové momenty, ale vzhledem k velikosti excentricity dosahují přijatelných hodnot.

Další zvažovanou možností byla parabola 2°, ta se ale vzdaluje od tlakové čáry až příliš (zejména u stojek P9 a P12), že by její použití bylo nevhodné. Použita je tedy parabola 4° s předpisem:

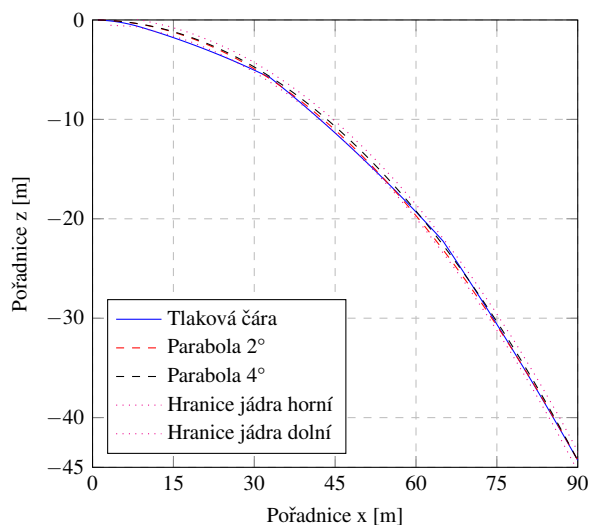
$$z_{(x)} = 5,233 \times 10^{-3} \times x^2 + 2,903 \times 10^{-8} \times x^4 [m] \quad (6)$$

3.2. Postup výstavby

Výstavba oblouku je navržena metodou letmé betonáže s postupným vyvěšováním, probíhající symetricky z obou patek. Jednotlivé lamely jsou realizovány pomocí betonářského vozíku a jsou vyvěšeny pomocí předpínacích lan přes pilíře P8 a P13, v horní části pak přes provizorní pylony. Jedna polovina oblouku je složená z 13,0 m dlouhého zárodku, 17 lamel dlouhých 5,0 m a jedné lamely dlouhé 4,0 m. Ve vrcholu je uzavírací spára dlouhá 2,0 m. Analýza oblouku během výstavby je provedena v programu SCIA Engineer s využitím lineárních fází výstavby. Výpočet je proveden v rovině XZ, celkem zahrnuje 110 fází výstavby od zhotovení spodní stavby až po aplikaci ostatního stálého zatížení.

Realizace jedné lamely je ve výpočtu rozdělena do 5 kroků:

1. Osazení (přesun) bednění: dokončená lamela zatížená koncovými silami (svislou silou a ohybovým momentem) od tíhy betonářského vozíku,
2. Osazení a aktivování (napnutí) závěsu: na dokončenou lamelu je přidán a následně napnut závěs,



Obrázek 3: Průběh tlakové čáry, paraboly 4° a paraboly 2° a hranice jádra průřezu pro střednici tvaru paraboly 4°

3. Betonáž nové lamely: předchozí (dokončená) lamela je zatížena koncovými silami od tíhy mokrého betonu nové lamely,
4. Přidání prvku (nové lamely): do výpočetního modelu je přidána nová lamela (nový prvek),
5. Vyschnutí nové lamely: nová lamela je zatížena vlastní tíhou a předchozí lamela je zatížena koncovými silami od tíhy mokrého betonu nové lamely s opačným znaménkem

Následuje přesun bednění a realizace následující lamely. Závěsy jsou ve výpočtu napnuty v jednom kroku ve fázi, kdy jsou přidány do konstrukce. Hodnota napínací síly byla stanovena iterativně na základě sledování deformací a normálového napětí v lamelách, které bylo omezeno hodnotami $\sigma_{x,min} = 0.6 \times f_{ck}(t)$ a $\sigma_{x,max} = f_{ctm}(t)$. Po dokončení posledních lamel byla do obou polovin oblouku vnesena normálová síla o velikosti odpovídající přibližně 1/4 normálové síly působící ve vrcholu dokončeného oblouku. Pro snížení ohybových momentů, vznikajících během výstavby, byla tato síla aplikována s excentricitou. Poté byla dobetonována uzavírací spára ve vrcholu o šířce 2,0 m a obě poloviny oblouku propojeny. Následně byly odstraněny závěsy na provizorním pylonu a část závěsů na pilířích, zbylá část je odstraněna až po dokončení mostovky pro snížení namáhání oblouku během její realizace. Výstavba dále pokračuje realizací stojek na oblouku a zbývajících polí mostovky.

4. NOSNÁ KONSTRUKCE MOSTOVKY

K návrhu mostovky a předpětí byl využit globální prutový 3D model s fázemi výstavby, který je zároveň použit i pro stanovení účinků zatížení na spodní stavbu a založení. Příčný roznos zatížení na jednotlivé trámy byl stanoven na deskovém modelu.

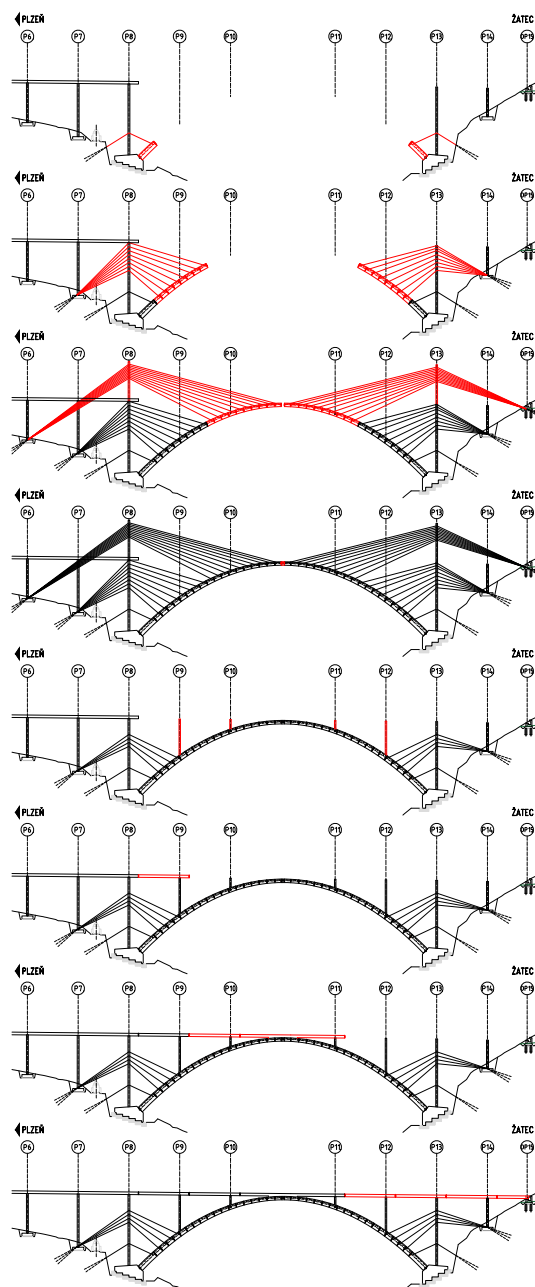
4.1. Předpětí mostovky

Předpětí mostovky je navrženo pomocí 16-ti kabelů složených z 19-ti lan Y1860 0,6"S. V každé pracovní spáře je kotvená polovina kabelů a druhá polovina je průběžná. Nosná konstrukce je posouzena pro mezní stavy použitelnosti a únosnosti během výstavby a na konci životnosti v programu Idea Statica RCS. Během

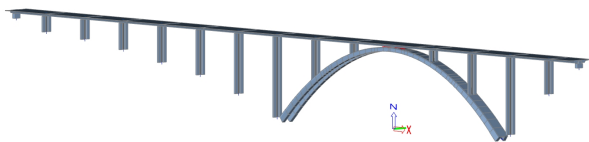
výstavby je posouzení provedeno pro stav, kdy jsou předepnuté pouze kabely kotvené na konci právě dokončeného betonážního taktu, tzn. je předepnuta pouze polovina kabelů s uvážením okamžitých ztrát předpětí. Stárší betonu je dle zvolené časové osy 7 dní a posouzení je provedeno pro odpovídající vlastnosti betonu. Dále jsou provedeny posudky mostovky na konci životnosti.

4.2. Výstavba mostovky

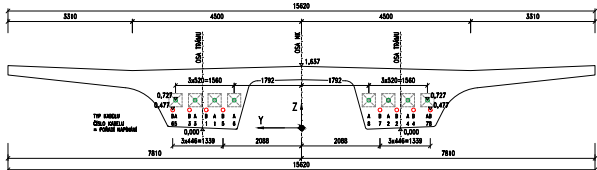
Výstavba mostovky se, vzhledem k uspořádání konstrukce v podélném směru, předpokládá na horní výsvuně skruži, díky čemuž plně odpadne nutnost přístupu pod most při realizaci mostovky. Realizace je rozdělena na 12 betonážních taktů délky 32,0 m, 66,0 m dlouhý takt nad obloukem a 20,0 m takt v poli 14. Výstavba je



Obrázek 4: Zjednodušené schéma postupu výstavby oblouku.



Obrázek 5: Globální výpočetní model konstrukce.

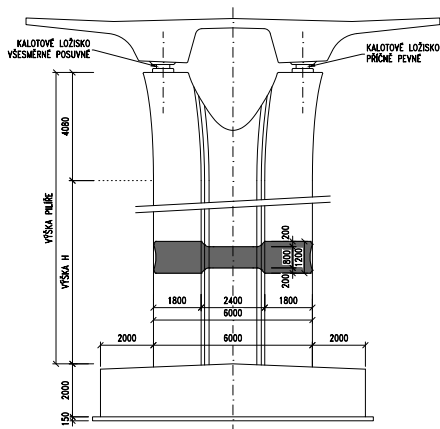


Obrázek 6: Schéma rozmístění předpínacích kabelů v pracovní spáře.

navržena z jedné strany od OP1 (od plzeňské opěry) v celé délce mostu, s pracovní spárou vždy 7 m za podpěrou.

5. SPODNÍ STAVBA

Spodní stavba je tvořena krajními opěrami, pilíři a rámovými stojkami ze železobetonu (C30/37). Posudky MSÚ a MSP jsou provedeny v programu Idea Statica na dokončené konstrukci. Typický tvar průřez pilířů a stojek je znázorněn na Obr.7.



Obrázek 7: Tvar pilíře s ložisky.

5.1. Konstrukce pilířů

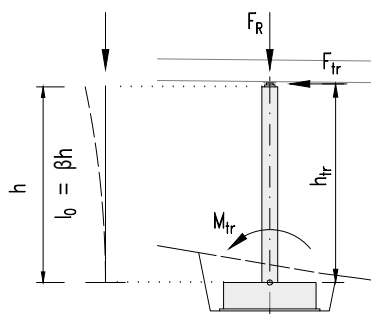
Pilíře a stojky jsou navrženy jako velmi štíhlé a tvarované, se zúženou stěnou ve střední části. Pilíře a stojky mají půdorysné rozměry $1,2 \times 6,0$ m a dosahují výšek od 9 do 45 m, část z nich podpírá mostovku pomocí ložisek a část je s mostovkou spojena rámově. Stojky na oblouku mají rozměry $0,9 \times 6,0$ m, dosahují výšek do 23 m a jsou doplněny o průchozí otvor, aby byl umožněn pohyb po horním povrchu oblouku. Vzhledem ke štíhlosti jsou při posouzení zahrnuty účinky 2. řádu, které jsou stanoveny pomocí výpočetního programu. Při výpočtu účinků druhého řádu byly uvažovány následující součinitele β a účinné délky:

1. pilíře s ložisky $\beta = 2,0$, ($l_0 = 2,0 \times h$)
2. stojky tuze spojené s mostovkou $\beta = 1,0$, ($l_0 = 1,0 \times h$)
3. stojky na oblouku $\beta = 0,75$, ($l_0 = 0,75 \times h$)

5.2. Tření v ložiskách

Ve výpočtovém modelu jsou ložiska modelována jako klouby na konci prutu s uvolněním posunu ve směru podélné osy mostu a rotace. Reálně však v těchto vazbách vznikají vlivem tření síly, které musejí pilíře přenést. Proto je při stanovení účinků zatížení na pilíře připočtena podélná síla F_{tr} působící v úrovni třecí plochy ložiska. Síla F_{tr} je stanovena jako součin celkové svislé síly F_R působící v dané vazbě (součet vlastní tíhy mostovky, ostatního stálého zatížení a poloviny rovnoměrného zatížení z modelu LM1) a součinitele tření μ (7). Ten byl uvažován hodnotou 0,07 odpovídající ložiskům s teflonovou třecí vrstvou.

$$F_{tr} = \mu \times F_R \quad (7)$$



Obrázek 8: Schéma působení sil od tření v ložisku a účinné délky

6. ZALOŽENÍ

Geotechnické poměry v místě stavby jsou jednoduché, skalní podloží se nachází v malé hloubce pod terénem a podzemní voda nebyla zastížena. Díky tomu jsou všechny podpěry, mimo opěr na náspu, založeny plošně. Při návrhu a posudcích byly použity parametry zemin doporučené v geotechnickém pasportu. Posouzení je, vzhledem k rozsahu práce, provedeno pro základ pilíře P4 a levou patku oblouku.

6.1. Založení pilíře P4

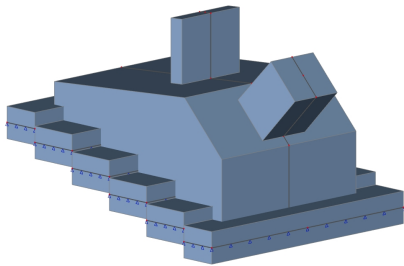
Založení pilířů je na železobetonových základech o půdorysných rozměrech $7,0 \times 10,0$ m a výšce 2,0 m. Základová spára je cca 3,3 m pod úrovní původního terénu, kde se již vyskytují štěrky hlinité tř. G4. Posudek základu je proveden v programu Geo 5 - patky pro 3 zatěžovací případy - maximální normálová síla N, maximální ohybový moment M_y a maximální ohybový moment M_z .

6.2. Založení oblouku a pilíře P8

Oblouk je založen pomocí masivního železobetonového bloku o půdorysných rozměrech $14,0 \times 18,0$ m a výšce 3,0 - 10,1 m. Do bloku je vetknut oblouk i stojka P8, která přispívá k jeho stabilizaci. Aby bylo možné přenést vodorovnou složku normálové síly z oblouku, je základová spára stupňovitá. Pro dosažení požadovaného tvaru základové spáry je navržena plomba ze slabě vyztuženého betonu o tloušťce 2,5 m. V místě patky se nachází pokryv

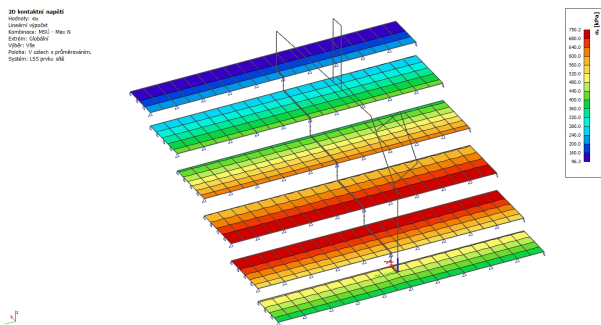
jílovito-šterkovitými deluvii podložních fylitů a šterky hlinité v mocnosti 1,6 m, pod nimi následují silně až mírně zvětralé fylity tř. R4-R3, místy až R2.

Pro posouzení patky jsou sestaveny 3 zatěžovací případy, shodně



Obrázek 9: Model patky oblouku.

s těmi pro posouzení oblouku v patě. K těmto 3 případům jsou přiřazeny odpovídající vnitřní síly v patě pilíře P8 od stejných kombinací a proměnných zatížení. Výpočet kontaktního napětí v základové spáře je proveden v programu Scia Engineer. Patka je modelována jako stěnový prvek se skutečným tvarem a rozměry. Jednotlivé stupně podkladního betonu (plomby) jsou modelovány pomocí deskových prvků. Zatížení je na patku aplikováno přes stěnové prvky, simulující pilíř a oblouk. Desky jsou podepřeny pomocí pružného podloží. To je charakterizováno pomocí Winkler-Pasternakových konstant C1 a C2 stanovených pro parametry podloží v místě patky.



Obrázek 10: Kontaktní napětí v základové spáře.

7. ZÁVĚR

Článek pojednává o autorově diplomové práci, jejímž cílem bylo navrhnout přemostění pozemní komunikace I/27 přes údolí řeky Střely. Ze čtyř koncepčních návrhů byl k podrobnému návrhu vybrán železobetonový obloukový most s horní mostovkou. Konstrukce byla navržena s ohledem na postup výstavby, zejména oblouku. Návrh byl proveden v souladu se souborem norem ČSN EN. Zvláštní pozornost byla věnována návrhu vhodného tvaru střednice oblouku a analýze vnitřních sil během výstavby. Následoval návrh mostovky včetně předpětí, návrh spodní stavby a založení. Výpočet vnitřních sil byl proveden v programu Scia Engineer na prostorovém a rovinném prutovém modelu s lineárními fázemi výstavby. Pro stanovení příčného roznosu na mostovce a pro návrh založení oblouku byl vytvořen deskostěnový prostorový

model. Posudky pro vybrané konstrukční prvky a řezy byly provedeny v programu Idea Statica RCS a posudek plošného základu v programu Geo 5. Konstrukce byla posouzena v mezních stavech použitelnosti a únosnosti. Oblouk a mostovka byly posouzeny na konci životnosti i během výstavby. Posudky bylo prokázáno, že navržená konstrukce je vyhovující v mezních stavech únosnosti i použitelnosti na konci životnosti. Posouzení oblouku během výstavby obsahuje značná zjednodušení, nicméně bylo prokázáno, že navržená konstrukce je vyhovující i během stavebních fází a navržený postup je proveditelný. Z využití průřezů je navíc zřejmé, že je dále možná optimalizace průřezů a úspora materiálu.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. za odborné vedení, cenné rady, vstřícnost a čas, který mi věnoval během psaní této práce.

Reference

JANOŠEK, Jan. Návrh mostu na silnici I/27 na obchvatu Plasů přes údolí Střely. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2022

UNUSUAL METHODS OF MEASURING SOUND ABSORPTION COEFFICIENT: SMALL-SIZED REVERBERATION CHAMBERS

Adéla Kapicová *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
adela.kapicova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tato studie se zaměřuje na řešení problému nedostatku vhodných zkušebních metod v oblasti vývoje zvukopohltivých materiálů. Běžně používané metody pro měření zvukové pohltivosti materiálů vyžadují buďto velmi rozměrné a materiálově nákladné vzorky, anebo naopak vzorky příliš malé na to, aby dostatečně popsaly vlastnosti měřených materiálů. Tyto metody nejsou zcela vhodné pro počáteční fázi materiálového vývoje. Z toho důvodu se tato studie zaměřuje na nalezení alternativní metody, kterou by ty stávající bylo možné nahradit. Konkrétně se zabývá zejména dozvukovými komorami malých rozměrů. Praktická část studie sestává z provedení modifikovaného měření v Alfa kabině, průmyslově využívané malé dozvukové komoře. Toto měření je provedeno v modifikované verzi vhodné pro betonové vzorky o netypických rozměrech 400×400 mm. Výsledky jsou porovnány s výsledky z impedanční trubice; na základě porovnání je rozhodnuto o vhodnosti metody pro rozměrnější vzorky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Zvuková pohltivost • Dozvuková komora malých rozměrů • Alfa komora • Beton • Akustika

ABSTRACT

This study is focused on solving a problem with the lack of measuring methods suitable for sound absorbing materials development. The conventionally used sound absorption measuring methods require either samples too large to be time-effective and economical in the early development stage, or too small to describe the material acoustic behaviour in sufficient detail. Thus, this study aims to find a suitable substitutional method that could replace the usually used ones. It focuses mainly on the topic of small-sized reverberation chambers. The practical part focuses on measuring in the Alpha cabin, an industrially used small-sized reverberation chamber. The measurement is performed in a modified version suitable for concrete samples with an unconventional size of 400×400 mm. The results are compared with the ones measured by the impedance tube method; based on the results, it is decided that this method is suitable for larger samples.

KEYWORDS

Sound absorption • Small-scaled reverberation room • Alpha chamber • Concrete • Acoustics

1. INTRODUCTION

Research into sound absorbing materials is currently a developing topic. In the case of materials for outdoor use, the main reason to develop new effective materials is the increasing noise pollution in cities, especially near frequented roads and railways. Since noise is one of the most important environmental health risks, actions to protect human well-being must be undertaken, and reasonable noise limits must be set and maintained, especially in residential areas (World Health Organization, 2018). To minimize the noise level, sound absorbing materials can be applied in the form of pavement surfaces, building claddings, noise barriers, etc. However, the currently applied solutions are unable to sufficiently deal with the worsening noise situation. Thus, more effective sound absorbing materials, in more forms for various applications, and with better overall performance, are needed (Vijay et al., 2014; Holmes, N. et al., 2014; Patil, G. S., 2020).

Sound absorbing materials for indoor use are developed to provide aesthetically pleasing and at the same time precise acoustic solutions for indoor areas with high standards for acoustical quality, such as concert halls, conference halls, theatres, recording studios etc., but also to provide sufficient acoustic performance of crowded areas with unpleasant noise levels, such as canteens, shopping malls, meeting rooms, etc.

The development of sound absorbing materials is dependent on the possibility to measure their sound absorption coefficient α (-). Currently, two methods are usually used: the impedance tube method, and the reverberation room method.

The impedance tube method is described by the standards ISO 10534-1 (ISO, 1996) and ISO 10534-2 (ISO, 1998). By this method, the sound absorption coefficient of cylinders with an approximate diameter of 98 and 43 mm is measured. This method provides the normal incidence absorption coefficient (the angle of incidence is singular).

The reverberation room method is described by the standard EN ISO 354 (CEN, 2003). The necessary sample area for

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

measuring is between 10 and 12 m². This method provides the random incidence absorption coefficient, which is more relevant for most uses.

There is a huge gap between the measurable sizes. For strongly non-homogenous materials, measurements with samples of diameters 98 and 43 mm cannot thoroughly describe the material's sound absorption quality. Nevertheless, it is usually also not possible to manufacture 10 m² of newfound material – for economical, ecological, and time reasons. A method allowing the measuring of smaller samples is thus desired; this need was already addressed by many researchers.

Some researchers suggested to substitute the measuring of sound absorption coefficient by the estimation of sound absorption based on the material's composition and its volumetric characteristics (Losa, M. et al., 2012), or by measuring e.g. material's porosity, pore geometry, and pore size distribution, air permeability etc. (Laukaitis, A. et al., 2006; Horoshenkov, K. V. et al., 2001). Recently, a different approach was also taken, in the form of constructing small-sized reverberation chambers (see Figure 1), i.e. devices allowing measuring the sound absorption of smaller samples. These chambers were also developed to provide the laboratories the possibility to measure absorption coefficients without having to use any external laboratories (Rasa, A., 2016).

As the target of this study was to find a direct method to measure the sound absorption of small-sized samples (approximately 40×40 cm in size), this topic was closely reviewed with the intention of constructing such a chamber in our laboratory. Various chambers were found, ranging between 0.23 m³ (Müller, M., 2016) and 48 m³ (Rasa, A., 2016) in volume. The largest one was constructed from a spare office, providing a room for measuring samples with an area of 2.4 m². Del Rey, R., et al. (2017) described a chamber with a volume of 1.12 m³, suitable for the measuring of samples 0.3 m² in area, and with the lowest measurable frequency equal to 485 Hz. The chamber was manufactured from gypsum wallboard, sound insulation, and alucobond composite. Healy, A. (2019) described a chamber with a volume of 3.31 m³, suitable for measuring samples with an approximate size of 0.36 m², with the measurable frequency range being 500–5000 Hz. This chamber was supposed to be light and cheap; thus, for the chamber's construction material, 18 mm thick MDF boards were used. Vivolo, M. (2013) proposed the idea of a concrete chamber with a volume of 0.83 m³, in which the sample of the area of 0.27–0.32 m² could be measured. The lowest measurable frequency was set as 400 Hz.



Figure 1: Small-sized reverberation chambers: Del Rey, R. (2017) (a), and Healy, A. (2019) (b).

Except for these experimental small-sized chambers, one commercially used chamber was also found – Alpha cabin (Rieter), the chamber with a volume of 6.5 m³, suitable for samples with an area between 1.0 and 1.2 m², and with a measurable frequency range between 400 Hz and 10 kHz. It is a measuring device usually used within the automotive industry.

The possibilities were discussed with the acoustics specialists. The idea to build a small chamber was consequently rejected, as the manufacturing would be complicated, likely inaccurate, and with unsure results. Moreover, such a chamber would likely not allow measuring sound absorption on low frequencies, which are the key frequencies for pervious and perforated concretes, the currently developed sound absorbing materials and the main objects of interest of the author.

2. MEASURING IN ALPHA CHAMBER

After the idea to construct a small-sized reverberation chamber was rejected, the possibility to conduct measurements in the Alpha cabin at TU in Liberec (see Figure 2), likely the only cabin of its kind in the Czech Republic, was arranged, mainly to see whether a measurement in a small cabin can lead to results of some value for the sound absorbing concrete research.

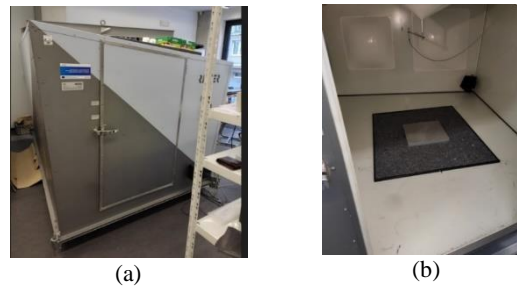


Figure 2: Alpha cabin at TUL (a), measuring setup (b).

2.1. Materials

The currently developed sound absorbing samples of size 400×400 mm were measured. Specifically: M38_1, 2, and 3, i.e. pervious concrete panels composed of aggregate of fraction 4/8 mm combined with reinforcing nets made of carbon or basalt fibres, and one of three types of sound absorbing layer – soft acoustic mineral wool (M38_3), stiff acoustic mineral wool (M38_2), and stered (recycled textile, M38_1). The front side of the panels was made of 30 mm of pervious concrete; the sound absorbing layer was placed behind it (see Figure 3a). The complete thickness of each of those panels was 50 mm.

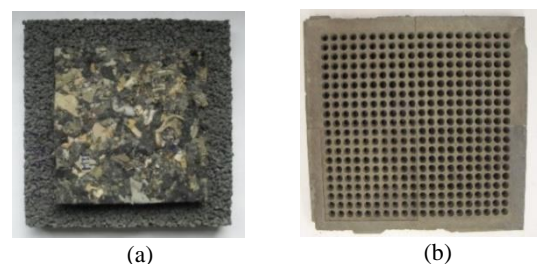


Figure 3: A pervious concrete panel M38_1 (a), and a perforated concrete panel B06 from its reverse side (b).

Further, two perforated concrete panels were measured – specifically the types B12 and B06 – panels 30 mm in thickness, made of high-strength concrete containing basalt aggregate of fraction 0/4 mm. These panels are perforated – B06 with regularly spaced single holes (see B06 in Figure 3b), and B12 with regularly spaced groups of four holes. The last examined panel, M36+7, was a panel made of a 20 mm thick layer of pervious concrete with aggregate of fraction 4/8 mm, a reinforcing carbon net, and a 10 mm thick layer of pervious concrete with the Liapor aggregate of fraction 1/4 mm.

2.2. Methods

The measuring in the Alpha cabin is based on the standard EN ISO 354 – Acoustics – Measurement of sound absorption in a reverberation room (CEN, 2003). In general, in the reverberation room method, the reverberation times of the empty room and then of the room containing the test sample are measured. From the gained reverberation times, the equivalent sound absorption area of the test specimen is calculated. Based on that, the sound absorption coefficient of the measured sample is determined. In this experiment, these steps were performed in accordance with the standard.

The setup for the method is, in the case of the Alpha cabin, adjusted to the size of the cabin. The aforementioned standard specifies the distance of the sample from the walls, the distance between the positions of the sound source, the distance between the positions of the microphone etc.; those distances were reduced based on the cabin size and setup.

Moreover, the measured frequencies are also adjusted according to the size of the cabin. As a smaller volume makes it impossible to accurately measure lower frequencies, the measurable band moves, specifically from 100–5000 Hz (typical for a regular reverberation room) to 400–10000 Hz.

In this case, the method setup had to be further changed. As mentioned before, the Alpha cabin allows measuring samples 1.0–1.2 m² in size. However, the area of each of the prepared samples was only 0.16 m². Such a measurement usually cannot be performed because of the required minimal area, and it was never attempted before. However, a consultation with the acoustic experts from TU in Liberec led to the decision that the measuring method can be adjusted according to the samples. There was quite a strong possibility that the method will not work; however, it was necessary to find out whether the measuring of smaller samples can allow at least the comparison of the small samples with one another.

To satisfy the area requirement, it was decided that the missing area will be replaced by a material with a known sound absorption coefficient, with an approximate thickness of 5 mm. Its sound absorption coefficient was measured beforehand for 1.2 m² of this material; the results are shown in Figure 4 below.

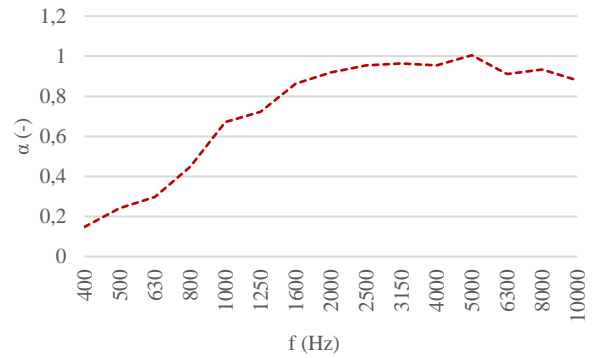


Figure 4: Sound absorption coefficient of the background material.

Afterwards, the concrete samples were measured. The background material was kept in place and concrete samples were sequentially placed onto its centre, as shown in Figure 2b. Thus, the concrete samples covered the area 400×400 mm, i.e. 13.3% of the background sample, and the total measured area was the necessary 1.2 m². The edges of the measured samples were covered by reflective tape to prevent the sound absorption of the sides.

2.3. Results and Discussion

From measuring the combination of the background material with high sound absorption and the samples, the following results were obtained:

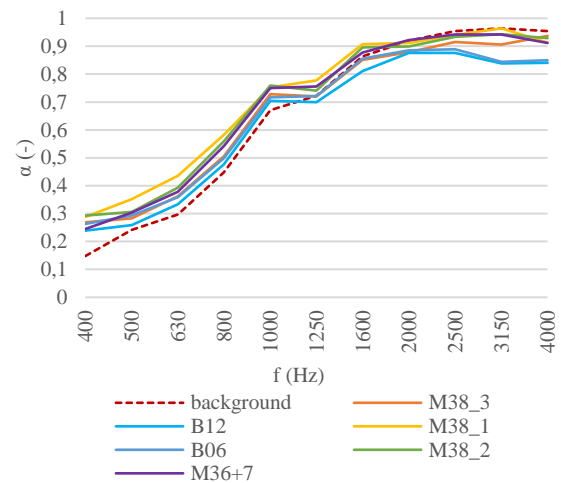


Figure 5: Sound absorption coefficient of concrete samples 0.4×0.4 m placed on the 1.0×1.2 m sound-absorptive background; total area 1.2 m².

As the samples covered only 13% of the background and thus the measured area, they caused only a slight shift in the sound absorption coefficient compared to the background-only results. Based on the results, it can be claimed that the sound absorption coefficient of concrete samples at low frequencies is higher than that of the background; and, on the other hand, the sound absorption of concrete at higher frequencies is lower. As pervious and perforated concretes usually absorb mostly lower frequencies, such results correspond with reality.

Based on the slight differences between the results of the panels, the sound absorption ability of samples with an in-built sound absorbing layer can be approximately evaluated – it can be claimed that sample M38_1 with the in-built absorbing stered layer is more promising in terms of sound absorption, as its results exceed the results of samples M38_2 and M38_3 for nearly all measured frequencies.

Furthermore, the attempt to calculate the sound absorption coefficients of the samples without the impact of the background was undertaken. This calculation was based on the assumption that the measured values (Figure 5) are the weighted averages of sound absorption coefficients for the background layer and concrete samples, where the weights are the areas of the given materials – i.e., 86.7% for the background and 13.3% for the samples. The following results for the panels were obtained:

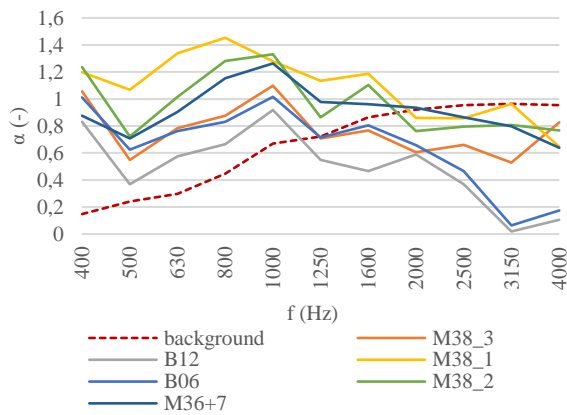


Figure 6: Calculated sound absorption coefficients of the concrete panels.

It is necessary to point out that these results are very inaccurate, which is confirmed by the excessive values for the sound absorption coefficients – its value should not exceed 1. The used calculation procedure is inaccurate, as it does not take into account the different thicknesses of the materials, the different behaviour of the materials on different frequencies, and the background material actually being under concrete during the measuring and potentially acting as an additional sound absorbing layer behind a Helmholtz resonator. Thus, the gained results should be used only to compare the materials measured with this setup and by this method, as such results will have a similar measurement error.

Overall, based on the obtained results, it can be claimed that the pervious samples have a higher sound absorption coefficient, especially at higher frequencies, compared to the perforated concretes, and that the stered-containing sample should be the most advantageous sample of all the examined ones.

These results can be compared with the sound absorption coefficients measured by the impedance tube method for the cylindrical samples (see Figure 7). By this method, only samples M38_1, 2, and 3 were measured. Samples B06 and B12 were not measured; however, another two perforated samples, B01 and B04 with the same shape of perforations but smaller thickness, were measured. As the perforated samples absorb sound in a similar way, the profiles of their sound absorption coefficient curves should show a similar trend. Since samples

B01 and B04 were thinner (20 mm only), their frequency maximums are likely different than the maximums of the panels; however, the maximum of a perforated concrete sample usually lays below 400 Hz, and such frequencies cannot be measured by the Alpha chamber. The trend on the higher frequencies should not be strongly affected by the thickness.

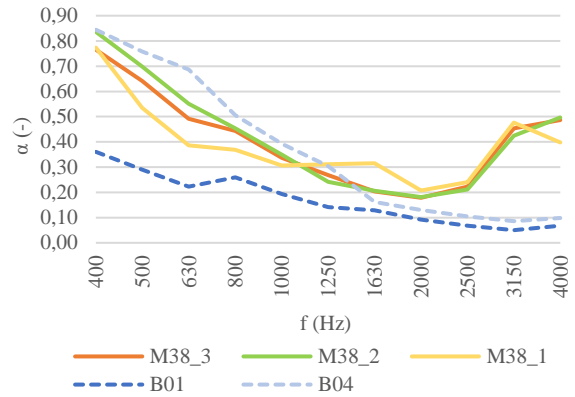


Figure 7: Sound absorption coefficient measured by the impedance tube method.

From the comparison between Figure 6 and Figure 7, it is apparent that the results gained by the Alpha chamber are far from the real sound absorption coefficients of the measured concrete members. However, it is also apparent that Alpha chamber can satisfactorily estimate the sound absorption trend at higher frequencies. For sample M38_1, the correctly evaluated trend was for the frequencies 1250–4000 Hz, where the placement of decreases and increases of sound absorption coefficient are similar for both measuring methods.

In the case of samples M38_2 and M38_3, the trend was quite correctly evaluated only for the highest frequencies. Nevertheless, the results of both methods show that when compared to M38_1, these samples have worse sound absorption at frequencies between 1250 Hz and 3150 Hz.

As for the perforated samples, a decreasing trend at higher frequencies was shown by both methods, and in both methods, the significant difference between perforated and pervious samples at higher frequencies is shown.

Overall, these results are in agreement with the claim of M. Vivolo (2013), according to whom the Alpha chamber reached the sufficient diffusivity and thus accuracy only for frequencies higher than 1246 Hz.

3. CONSLUSION

From the results, it is apparent that measuring small-sized samples in the Alpha chamber can be used for an approximate comparison of samples, but it does not provide the absolute values of sound absorption coefficient. Moreover, this method is more reliable at higher frequencies, starting at approximately 1250 Hz. Thus, this method is not ideal for the evaluation of the samples with the sound absorption peaks at low frequencies, and the search for a more suitable, accurate, and also more economical method continues.

However, finding a possibility of measuring in the Alpha chamber is still a valuable result, as it provides the opportunity

to measure samples smaller than 10 m². It allows material research to be more economical, as it is easier, faster, and cheaper to manufacture 1 m² than 10 m² of any given material. With the use of the Alpha chamber, there is a potential for faster and more effective material research in the future.

The current target of the main research topic, the development of sound absorption concrete, is to manufacture 1 m² of some specific type of concrete and perform the proper measurement in the Alpha chamber. Such a measurement will first show the accuracy of the measurement performed in this study, and second, it will allow the proper evaluation of the suitability of the Alpha chamber method for the research that follows.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was funded by the TREND programme of the Technology agency of the Czech Republic (TA ČR), project no. FW03010173 “Development of sound-absorbing concrete for interior applications”.

A special acknowledgement goes to Prof. Dr. Ing. Pavel Němeček and Ing. Jiří Nováček, Ph.D., for the provided acoustic consultations, and to doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D., for his supervision and the help with the sample manufacturing and measuring.

References

- CEN (2003), *Acoustics – Measurement of sound absorption in a reverberation room*, EN ISO 354.
- Del Rey, R., Alba, J., Bertó, L. & Gregori, A. (2017), Small-sized reverberation chamber for the measurement of sound absorption, in ‘Materiales de Construcción’ vol. 67.
- ISO (1996), *Acoustics – Determination of sound absorption coefficient and impedance in impedance tubes – Part 1: Method using standing wave ratio*, ISO 10534-1.
- ISO (1998), *Acoustics – Determination of sound absorption coefficient and impedance in impedance tubes – Part 2: Transfer-function method*, ISO 10534-2.
- Healy, A. (2019), *Development of reverberation rooms for the measurement of sound absorption*. Master’s thesis, University of Canterbury.
- Holmes, N. (2019), Browne, A. & Montague, Ch. (2014), Acoustic properties of concrete panels with crumb rubber as a fine aggregate replacement, in ‘Construction and Building Materials’, vol. 73, pp. 195-204.
- Horoshenkov, K. V. & Swift, M. J (2001), The acoustic properties of granular materials with pore size distribution close to log-normal, in ‘The Journal of the Acoustical Society of America’, vol. 110, pp. 2371-2378.
- Laukaitis, A. & Fiks, B. (2006), Acoustical properties of aerated autoclaved concrete, in ‘Applied Acoustics’, vol. 67, pp. 284-296.
- Losa, M. & Leandri, P. (2012), A comprehensive model to predict acoustic absorption factor of porous mixes, in ‘Materials and Structures’, vol. 45, pp. 923-940.
- Müller, M. (2016), *Entwurf und Konstruktion eines Modell-Hallraumes im Maßstab 1:10*. Toningenieur-Projekt, Technische Universität Graz.
- Patil, G. S. (2020), Analysis of Noise Pollution in Kolhapur City and Technical Remedy to Reduce Noise Level, in ‘International Journal of Engineering, Research & Technology’, vol. 9., pp. 282-290.
- Rasa, A. Development of a small-scale reverberation room, in ‘Proceedings of ACOUSTICS 2016’.
- Vijay, R., Kori, Ch. & Kumar, M. (2014), Assessment of Traffic Noise on Highway Passing from Urban Agglomeration, in ‘Fluctuation and Noise Letters’, vol. 13.
- Vivolo, M. (2013), *Vibro-acoustic Characterization of Lightweight Panels by using a Small Cabin (Vibro-akoestische karakterisatie van lichtgewicht panelen door middel van een kleine holte)*. Dissertation Thesis, KU Leuven.
- World Health Organization (2018), *Environmental Noise Guidelines for the European Region*. ISBN 978 92 890 5356 3.

SAFETY ASPECTS OF HYDROGEN TECHNOLOGIES

Šárka Košťálová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
sarka.kostalova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Vodíkové technologie skýtají jistou možnost pro transfer energetického mixu směrem od uhlovodíkových zdrojů vůči méně zdrojům produkujícím méně CO₂. Tyto technologie – tak jako jakékoliv ostatní – v sobě skrývají určitá bezpečnostní rizika vyplývající z charakteristik samotného vodíku jako chemické látky, ale také ze způsobu její výroby, transportu, skladování a použití.

Tento článek se zaměřuje na určení rizika exploze – konkrétně jejího rozsahu, velikosti a dopadu na lidi a konstrukce. Riziko exploze je vyhodnoceno pro konkrétní use-case, kdy je uvažován únik vodíku ze zásobníku. Jsou uvedeny základní charakteristiky vodíku a způsoby jeho uchovávání. Dále jsou popsány metody určení rizika exploze konkrétního use-case uchovávání vodíku. Výsledky modelu jsou uvedeny následně. Výsledky jsou dále rozebrány v kontextu proběhlých havárií vodíkových úložišť.

KLÍČOVÁ SLOVA

Vodík • Technologie • Bezpečnost • Risk Assessment • Consequence Analysis

ABSTRACT

Hydrogen technologies represent an opportunity for a transfer of the energy mix towards less CO₂ emitting sources. These technologies - like any other - carry certain safety risks arising from the characteristics of the chemical itself, but also from the way it is produced, transported, stored, and used.

The paper focuses on determining the risk of an explosion - specifically its scope, magnitude and impact on people and structures. The explosion risk is evaluated assuming specific use-case of a hydrogen storage tank. Basic hydrogen characteristic and storage methods are presented. Methods for determining the explosion risk of a specific use-case of hydrogen storage are described. The results of the model are presented subsequently. The results are further discussed in the context of past hydrogen storage accidents.

KEYWORDS

Hydrogen • Technologies • Safety • Risk Assessment • Consequence Analysis

1. INTRODUCTION

When designing any engineering structure, transportation facility or public building, specifics of the building and its operations should be examined. More in the previous works of the author (Kostalova 2022, Kostalova 2021). Hydrogen as a foremost candidate for solving the European emission policies – not only as a chemical substance itself – moreover the technologies coming together with the substance – is posing new risks and challenges for the engineers.

Moreover, as the public is not yet familiar with the modern technologies, the safety concerns may play a part in argumentation against hydrogen. Key thing is to comprehend the shortcomings of the technologies and put the assets to the forefront to develop a safe system. The system may include the transport – shall it be trucks or pipelines, hydrogen production – obtaining it directly from fossil fuels or by dividing water molecules via electrolysis, or hydrogen storage (the means of storage are given following).

1.1. Hydrogen storage means

The choice of the volume of the hydrogen storage is connected to the use and way of storing the substance. Two basic ways exist. As hydrogen is a gas in standard conditions with a very low density – 0.084 kg/m³ (air is 1.205 kg/m³) - more condensed phase is sought by:

1. Liquefying the hydrogen. The phase transition of hydrogen is dominated by low temperatures such -250°C. The main risk assessment the ratio of the final volume to the initial is 847 from liquid to gaseous state. That can result in a final pressure of 177 MPa in a closed tank if loss of coolant accident happens. (Molkov, 2012)
2. Compressing the hydrogen in gaseous phase. Current hydrogen-driven automobiles carry storage (hydrogen tank) with pressurized hydrogen with up to 700 bars (~70 MPa). Other use cases can however only use pressure of 35 bars.

The paper considers the latter mean of storage for further examination.

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.



Figure 1: Visualisation of 3 compression use cases with a same amount of hydrogen – 5 kg. From the left – 700 bar, 350 bar and 1 bar. Visualized by the author.

1.2. Understanding hydrogen

Understanding the characteristics and behaviour of the substance is the key for assessing potential risks (Molkov, 2012):

- Hydrogen is colourless, odourless, and insipid. These characteristics make the leak difficult to detect.
- The flammability range of hydrogen is wider compared to most hydrocarbons, i.e., 4% to 75% by volume in air at STP (standard temperature and pressure).
- Low density of 0.084 kg/m³. More condensed way of storage is then sought (as previously mentioned). Asset of this characteristics is, that in the case of leakage a rather fast buoyancy occurs. This fact minimizes the risk of clustering of hydrogen (when the storage is in unconfined place).
- Diffusivity is two orders higher than gasoline - $D=6.1E-05$ m²/s compared to that of gasoline 6.348 E-07. That needs to be paid attention when assessing a leakage in confined places (e.g., diffusion to gypsum panels in the confined room).
- High TNT equivalent. 1 g of hydrogen is energetic equivalent of 28.65 g of TNT.
- Auto-ignition temperature is above 510° C.
- Low energy of ignition source. Ignition sources - mechanical sparks from rapidly closing valves, electrostatic discharges in ungrounded particulate filters, sparks from electrical equipment, catalyst particles, heating equipment, lightning strikes near the vent stack, should be eliminated.
- Hydrogen can cause a significant deterioration of the metals' mechanical properties. Choice of the material for the tanks, combination of materials and welds of the steel tanks are the aspects to be properly examined before the use

1.2.1. Joule-Thomson effect – asset or a challenge?

The Joule-Thomson effect is present phenomenon at situations where compressed gases expand to standard pressure area. Most gases cool when expanded across a porous plug – the example may be CO₂ extinguishers (for this reason CO₂ extinguishers have a special hose which protects the hand from being frozen by the gas).

When Joule-Thomson coefficient is positive, the cooling occurs. That, for hydrogen, applies for temperatures around - 220 °C. At room temperature the coefficient is negative which

means, that unlike majority of the gases, hydrogen slightly warms up when going from high pressure to lower pressure area. (Molkov, 2012)

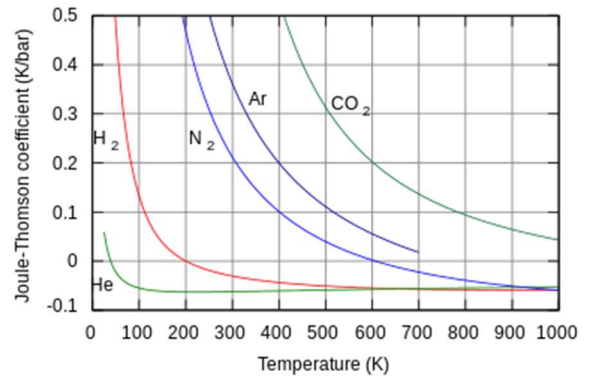


Figure 2: Joule-Thomson coefficient dependency on temperature.

Yet, the warming up is only few degrees Celsius. That is – the ignition temperature is not reached unless it was already close to it.

2. METHODS

A situation of discharge of hydrogen from its storage in 50.000 l cylinder is modelled to determine the risks of an explosion.

ALOHA (Areal Locations of Hazardous Atmospheres) developed by Office of Emergency Management and Emergency Response Division is used for purposes of the paper. The modelling program estimates threat zones associated with hazardous chemical releases. Threat zone is an area where a hazard – such an explosion – exceeds user-specified level of concern.

The scenario assumes a hydrogen storage. The storage is a cylinder 2.3 m in diameter and 12 m long. The volume of the cylinder is 50 m³. The hydrogen is used for the purposes of hydrogen-driven vehicle filling. The operative pressure in the cylinder is 350 bar.

Then, relief valve is incorporated. Diameter of the relief valve is 12 mm. In case the pressure in the storage starts to rise and reaches a critical value, the relief valve releases the overpressure below the critical value. The scenario assumes discharge of the whole amount of the storage – that is – valve stays open. The cause of the valve opening is not further examined in the paper.



Figure 3: Hydrogen tank, taken from its producer's offer. (Chart Industries, 2023)

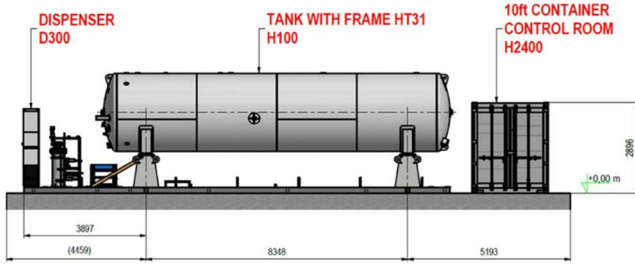


Figure 4: Commercial picture and visualisation of assumed hydrogen tank. (Chart Industries, 2023)

The hazardous area of a vapor cloud explosion is modelled. The scenario assumes a wind of 3 m/s. The location is an industrial site within suburb neighbourhood.

3. RESULTS

The results of the modelling of a hazardous scenario when a controlled discharge of a hydrogen from storage occurs.

The flow rate is given in the Figure 5. The scenario assumes that the discharge is not burning as it leaks from the tank.

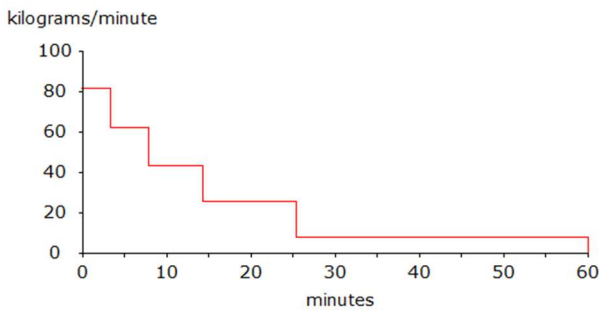


Figure 5: Flow rate kg/min of the hydrogen discharge from the tank.

The overpressure from vapor cloud explosion is given in Figure 6. There are 3 levels of concern - with the specific values of overpressure given in Table 1. The overpressure at Level 1 is strong enough to shutter glass in the hazardous area. The overpressure at Level 2 may cause serious injuries. Level 3 may destruct buildings in the hazardous area.

Table 1: Levels of concern according to the value of overpressure from explosion.

Level of concern	Overpressure [psi]	Overpressure [bar]
1	1.0	0.07
2	3.5	0.25
3	8.0	0.55

The results show, the explosive vapor cloud is categorized as Level 1. The overpressure value is greater than 0.07 bar, but

not exceeding the 0.25 bar. The area of explosion may reach up to 150 m downwind. The area covers around 11.500 m², or 2.7 acres.

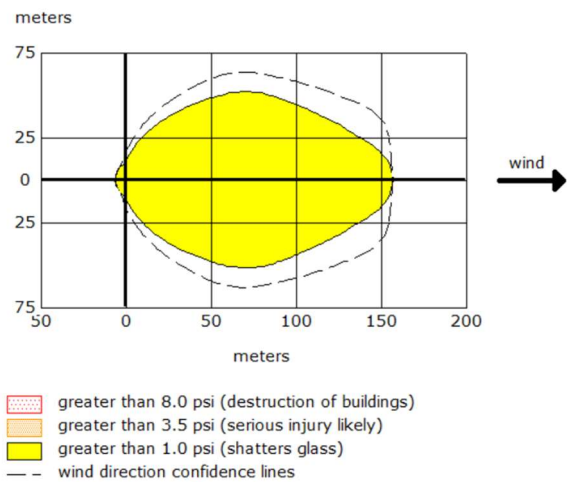


Figure 6: Overpressure from vapor cloud explosion.

The modelling programme also exports a .klm file. The .klm file can be incorporated into Google Earth maps to evaluate the impact in the area directly.

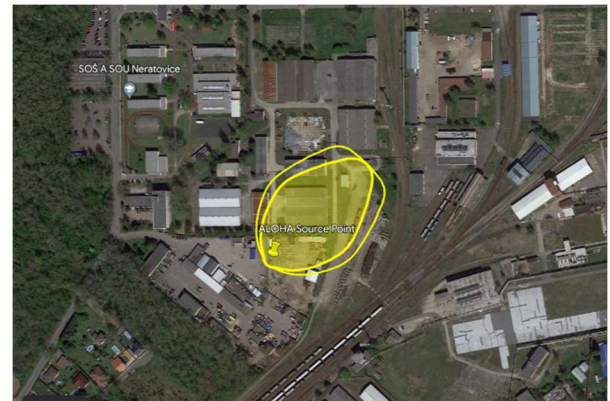


Figure 7: Area of overpressure from vapor cloud explosion incorporated into the Google Earth maps.

Then a specific precaution may be implemented – e.g., anti-shattering PE layer for windows. The layer does not prevent the glass from breaking due to the overpressure, but it prevents the sharp pieces from flying around at high speed. In case larger overpressure was assumed, special detection and warning system could be designed in case of leakage - to ensure protection of the workers in the area.

4. DISCUSSION

Does controlled hydrogen leakage possess a noteworthy threat? According to the simulation and hydrogen chemical characteristics, the hazard may not be as big as with the hydrocarbon counterparts.

The serious hazard occurs when the hydrogen is ignited in the tank or if the overpressure in the tank is rising faster than

the relief valve releases the overpressure (e.g., due to outside heating source).

The latter situation which could lead to profound consequences has already occurred. Thanks to early action of the response teams, no injuries or material damages (except for the truck) happened.

A truck carrying 20 tanks - 0.6 m in diameter and 4 m long – storing gaseous hydrogen under pressure of 500 bar ignited in a habituated neighbourhood. At first, the emergency brigade has not been informed of the hazardous material and approached the burning truck directly. (Los Angeles County Fire Department, 2020)

After the response team discovered what kind of chemical was in place, immediate evacuation process within 0.8 km started – as shown in the Figure 8. The response teams started to cool down the truck from protected places. The idea was to keep cooling the truck to prevent a fast heating of the bottles. In case of fast heating – induced by the fire – the overpressure rise could exceed the speed of the relief valve discharge. (Los Angeles County Fire Department, 2020)



Figure 8: Picture of the evacuated area in the vicinity of the ignited truck carrying the explosive and flammable gas. (Los Angeles County Fire Department, 2020)

In case a rapid rise of the pressure and tank rupture, the consequences of mixing very condensed hydrogen with the air could be immense. (Los Angeles County Fire Department, 2020)



Figure 9: Picture of the tanks carried of the truck, checked after the burning seized. (Los Angeles County Fire Department, 2020)

Another incident in occurred at River Plant in Ohio in 2007. The relief valve on a hydrogen tank failed, ignited by an unknown source which led not only to serious material damage, but to eleven injuries from one of which was fatal.



Figure 10: Damages made by hydrogen explosion at Muskingum River Power Plant's 585-MW coal-fired supercritical Unit 5. (Neville, 2009)

Hence, hydrogen, if not manipulated correctly, possess a risk. The only need is to understand the risks and manage them – as with any other fuels (e.g., hydrocarbon) or other technologies.

5. CONCLUSIONS

The paper aimed at evaluation of a risk connected to a leakage of hydrogen from its storage.

At first, the hydrogen characteristics – connected to safety - are given to introduce the safety assets and challenges of the substance. The assumptions and method used for the scenario model are given. Then, the results of the model are presented.

Lastly, previous hydrogen storage accidents are discussed and thoughts on comparison to hydrocarbon fuel safety given.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author fully appreciates that this work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant SGS23/035/OHK1/1T/11.

References

- Molkov, V. (2012), Hazards related to hydrogen properties and comparison with other fuels.
- Los Angeles County Fire Department (2020), *Compressed Hydrogen Fires : The Canyon Incident*. 26 April. Available at: <https://www.youtube.com/watch?v=udr2iBL19Rg>
- Kostalova. S. (2021), Bridge Fire Hazard: An Overview.
- Kostalova. S. (2022), Security Design as a Part of Building Design of Airport Facilities.
- Chart Industries (2023), *Hydrogen Solutions*. Available at: <https://chartindustries.com/Products/Hydrogen-Fueling-Station>
- Neville, A. (2009), *Lessons Learned from a Hydrogen Explosion*. 1 May. Available at: <https://www.powermag.com/lessons-learned-from-a-hydrogen-explosion/>

NUMERICAL ANALYSIS OF CONCRETE BIOLOGICAL SHIELD

Jiří Kovář, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
jiri.kovar@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá numerickou analýzou konstrukce nacházející se kolem aktivní zóny jaderného reaktoru zajišťující biologické stínění tzv. prstenec biologického stínění. Byl vytvořen numerický model stínícího prstence pro nelineární analýzu s využitím metody konečných prvků s cílem určit dobu vzniku a následný rozvoj poškození vlivem vystavení radiaci. Jako primární zatížení byl uvažován tzv. RIVE vznikající jako důsledek neutronového záření. Výsledky se v porovnání s podobnými modely ukazují být spíše konzervativní v ohledu brzkého vzniku poškození (po 6 letech provozu). Tato skutečnost je pravděpodobně zapříčiněna zanedbáním ostatních vlivů provozu (teplota, vlhkost atp.) a dalších vlastností betonu (zejména dotvarování).

KLÍČOVÁ SLOVA

Betonový prstenec biologického stínění • Beton vystavený radiaci
• Numerická analýza • Metoda konečných prvků

ABSTRACT

This study presents a numerical analysis of a structure placed around the active zone of a nuclear reactor with a biological shielding function, so-called concrete biological shield (CBS). A numerical model of the CBS was created to conduct a nonlinear analysis by finite element method aiming for determination of the time of origin and following development of damage caused by irradiation. As a primary acting load, so-called RIVE, originating from neutron irradiation, was assumed. The results indicate to be rather conservative compared to similar models in the context of damage origin (after 6 years of operation). This conclusion might be caused by neglecting other factors of reactor's operation (temperature, humidity etc) and other concrete properties (mainly creep).

KEYWORDS

Concrete biological shield • Irradiated concrete • Numerical analysis • Finite element method

1. INTRODUCTION

By the year 2022, average age of a nuclear reactor was 31 years (Schneider et al. (2022)). However, its lifespan is commonly about 30 years. Although decommission of reactors is not ecologically nor economically wise solution. Therefore, a licence of their operation is getting renewed. For such renewal, safety of the operation must be evaluated, which includes assessing structures shielding the radiation.

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

A concrete biological shield (CBS) is a structure with the primary goal to shield the radiation originating from nuclear fission in nuclear reactor. This structure is placed around the active zone. Basically, two types of CBS can be distinguished: a load-bearing CBS that has the shielding function as well as it presents a support for the reactor's pressure vessel and a non-load-bearing type which is purely for the shielding purposes.

This purpose leads to an important criterion, which is soundness of the structure. The soundness may be disrupted by deterioration of concrete due to the gamma or neutron irradiation. The created program aims to determine time of origin of the damage and its development during years of operation.

For this analysis, a CBS of a reactor VVER 440/213 was assumed (described in more detail in the following sections). This type is very common in European states (e.g. all reactors in NPP Dukovany are of this type) or in Russia.

2. NUMERICAL ANALYSIS

2.1. Geometry and Numerical Model of the CBS

The concrete biological shield is a structure around the active zone of a reactor. CBS of the VVER 440/213 reactor has a trapezoidal cross-section of height of 2.8 m at the highest point, the maximum thickness is 0.7 m and the inner radius is 2.37 m (see Fig. 1 or Fig. 2). As for material, the closer specification can be seen in the Table 1. The structure is placed in a steel form used as a structural framework, which is not considered in the analysis as the concrete is not fixed to the form. As for reinforcement, the structure is unreinforced.

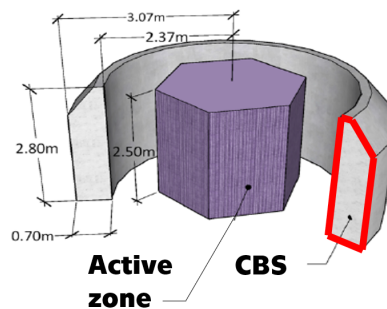


Figure 1: Schema of the VVER 440/213 CBS in axonometry (Khmurovska et al. (2019))

As can be seen in the Fig. 1, the CBS is a regular ring-shaped structure, therefore the assumption of an axisymmetric numerical

model was made. Coordinates system was established as follows: r refers to radial direction, z in the vertical direction and θ in the tangential (or circumferential) direction.

Axisymmetric rigid body is defined as a three-dimensional body generated by rotating a cross-section around an axis of symmetry, resulting in consisting of the same cross-section in every point of the circumference (geometry, boundary conditions, acting load etc.). This simplification results into neglecting shear in planes perpendicular to the cross-section ($\gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0$) and normal stress in the tangential direction is constant ($\sigma_\theta = const$). The structure is discretized into triangular finite elements (more precisely rings with triangular cross-section in the case of axisymmetry). Both dimensions and generated mesh along with the boundary condition highlighted by the green triangle representing the steel form of the CBS being fixed to the load-bearing wall are presented in the following figure (Fig. 2).

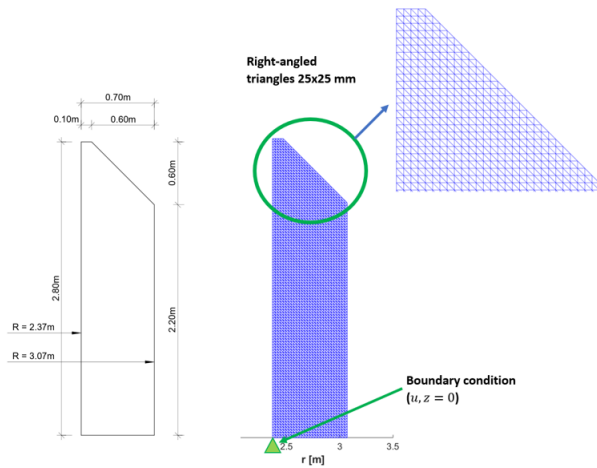


Figure 2: Cross-section of the CBS and the considered numerical model

2.2. Applied Load

As was stated earlier, this particular type of CBS does not provide a support for the reactor's pressure vessel, therefore, it is a self-bearing structure. In the created program, two types of load were taken into account: first, self weight and second, the phenomenon called *RIVE* (Radiation Induced Volumetric Expansion), originating from shielding the neutron radiation.

2.2.1. RIVE

The principle of shielding neutron radiation is slowing down the fast neutron with hydrogen molecules contained in the chemically bound water in the concrete. The slowed neutrons are then captured by the heavier elements - aggregates. These collisions affect the properties on the material level. In the case of irradiated concrete, the most common defect is the *interstitial defect* (Denisov et al. (2012)), which describes a situation where an atom occupies a site in the lattice in which an atom should not be. This results in expansion of the lattice and eventually, expansion of the whole material - in the context of concrete, this takes place in aggregates. Minerals, components of aggregates, expand, creating stress within the structure. As the composition of individual aggregates, naturally, varies from grain to grain, these stresses are not uniform. This mechanism is called *RIVE* and is the primary

effect causing degradation of irradiated concrete (Le Pape (2015)). Following figures Fig. 3, Fig. 4 show schema of the mentioned lattice defect and the RIVE mechanism. Lastly, the two quantities describing intensity of neutron radiation: The *neutron flux*, which indicates the amount of neutrons that penetrate a cross-section of a sphere with area 1 cm^2 during 1 s and the *neutron fluence*, which is basically time integral of flux, therefore it corresponds to the total number of neutrons penetrating the cross-section (Hilsdorf et al. (1978)).

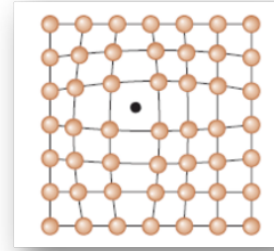


Figure 3: Interstitial crystal lattice defect

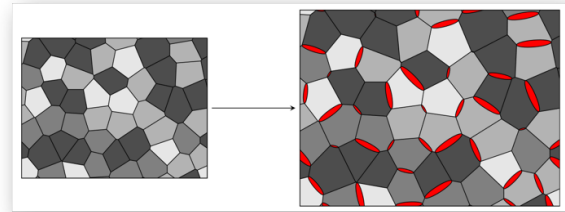


Figure 4: Volumetric expansion of aggregates resulting in internal stresses (Le Pape et al. (2020))

As the name suggests, it is a volumetric change, therefore it steps into the calculation in the form of homogeneous strain ϵ_{RIVE} , which represents expansion of the whole elements (calculated by Zubov's function modified by Le Pape (2015) as shown in Eq. 3). It is then distributed in strains in all three directions (approximated that it expands evenly by 1/3 in every direction):

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \\ \epsilon_{cir} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\epsilon_r = \epsilon_z = \epsilon_{cir} = \frac{1}{3} \epsilon_{RIVE} \quad (2)$$

$$\epsilon_{RIVE} = \kappa \epsilon_{max} \frac{e^{\delta\Phi} - 1}{\epsilon_{max} + \kappa e^{\delta\Phi}}, \quad (3)$$

where $\epsilon_{r,z,cir}$ are normal strains in directions r , z and *circumferential* respectively, ϵ_{RIVE} is the strain caused by RIVE, κ a fitted parameter homogeneous to strain, ϵ_{max} is a maximum expansion, δ stands for inverse fluence and Φ is the neutron fluence. Following values of the parameters were considered in the program to best describe the function according to Le Pape (2015): $\kappa = 0.00968$, $\epsilon_{max} = 0.00936$, $\delta = 3.092 \cdot 10^{-20} \text{ cm}^2/\text{n}$.

2.3. Nonlinear part of the analysis

Newton-Raphson iterative method is a widely used method for finding roots of nonlinear equations. In the created program, the modified Newton-Raphson method was implemented. The difference between these two methods lies within the usage of the stiffness matrix. Newton-Raphson method builds a new stiffness matrix in every iteration (takes the one from previous iteration and updates it based on the obtained increment Δu), while the modified method works with the initial stiffness matrix in all iterations (Kim (2014)).

Fig. 5 illustrates convergence of the method without updating the stiffness matrix. Usage of this method eventually leads to longer computational time (more iterations). To prevent divergence of the method, the maximum amount of iterations is supposed to be set. In the program, maximum of 200 iterations was set and eventually, the calculation converged in every loading step.

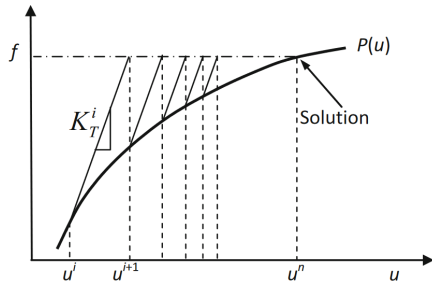


Figure 5: Modified Newton-Raphson method (Kim (2014))

Nonlinear behaviour occurs upon reaching a certain level of stress, mentioning concrete, this level is called a *threshold of damage*. At this point, the linear relationship between load and response (displacement, stress, strain) cannot be accounted for anymore. To describe the nonlinear behavior of concrete, the 3D Mazars' μ damage model (Mazars et al. (2015)) was considered (illustrated in Fig. 6). Primary output of the model is an isotropic value of damage that states the extent of the damage of a given finite element.

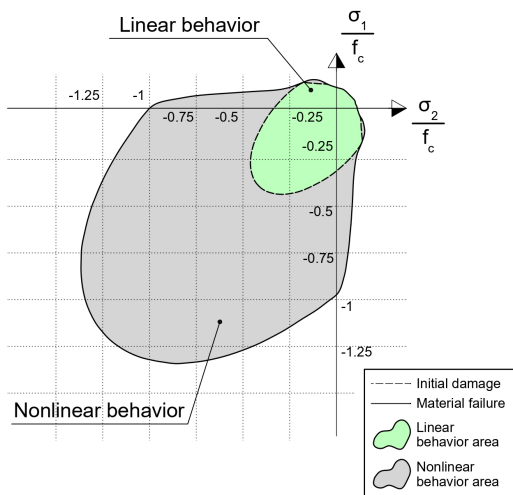


Figure 6: Mazars' μ damage model

The damage variable (d) states how damaged the material is and therefore how much stress it can withstand.

$$\sigma_{damaged} = (1 - d) \sigma_i, \quad (4)$$

where d is the isotropic damage variable, σ_i denotes linear stress level of the element (given the fact that d is isotropic, it is irrelevant if the normal or principal stress is used) and $\sigma_{damaged}$ is the nonlinear stress level of the element obtained from the Mazars' model.

Following table (Table 1) summarizes material and model parameters considered in the program.

Parameter	Value	Units	Description
E	35	GPa	Young's modulus of elasticity
ν	0.2	-	Poisson's ratio
ρ	40	kN/m^3	Density
f_c	46.1	MPa	Ultimate compressive strength
f_t	3.36	MPa	Tension strength
ϵ_{t0}	$1.25 \cdot 10^{-4}$	-	Initial threshold of damage for ϵ_t
ϵ_{c0}	$6.85 \cdot 10^{-4}$	-	Initial threshold of damage for ϵ_c
A_t	0.75	-	Mazars' model parameter
A_c	1.75	-	Mazars' model parameter
B_t	17 000	-	Mazars' model parameter
B_c	105	-	Mazars' model parameter

Table 1: Material and model parameters

3. RESULTS AND COMPARISON WITH SIMILAR MODELS

As was stated earlier, one of the most important priorities regarding biological shield is its soundness, providing safe operation. Primary goal of the conducted analysis was to determine when the damage originates and how it develops during the years of operation. The following figures (Fig. 7) show the damage development in 6, 13, 30 and 60 years of operation.

CBS is located in an immediate vicinity of the reactor. The structure is inaccessible, making the visual assessment or a direct evaluation very problematic. Therefore, the evaluation proceeds to numerical analyses and cross-validation with same or similar models. Limited number of models on this topic is available, this chapter briefly introduces three of such models and summarizes their conclusion.

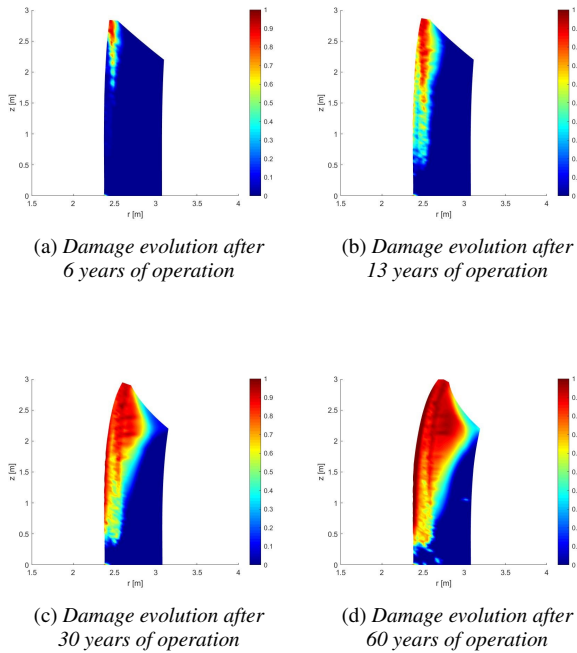


Figure 7: Damage evolution in the cross-section of the analysed CBS

3D RBSM analysis by Kambayashi, Maruyama et al. (2020)

The paper presented by Kambayashi et al. (2020) studies a regular cylindrical structure of a load-bearing CBS and the analysis is conducted on a 3D RBSM (Rigid Body Spring Model). The results suggest that slight damage appears after 15 years of operation and develops in the circumferential direction as can be seen in the Fig. 8. And the conclusion contradicts damage appearance on the outer surface of the structure in the opposite of the following studies (Bruck et al. (2019) or Khmurovska et al. (2019)).

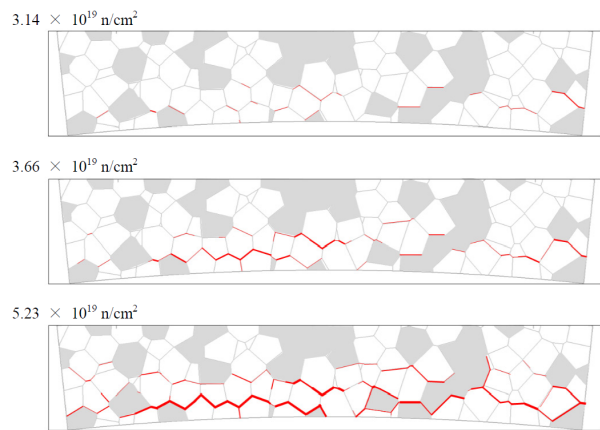


Figure 8: Cracks development in the circumferential direction in the CBS after 15/30/60 years of operation (Kambayashi et al. (2020))

3D FEA by Khmurovska (2019)

The results of a 3D finite element analysis by Khmurovska et al. (2019) suggest that the damage appears after 12.5 years of operation (see Fig. 9). The damage is the most severe in the upper part of the structure and the figure also shows the damage appearance on the outer surface, which agrees with Bruck et al. (2019) unlike Kambayashi et al. (2020).

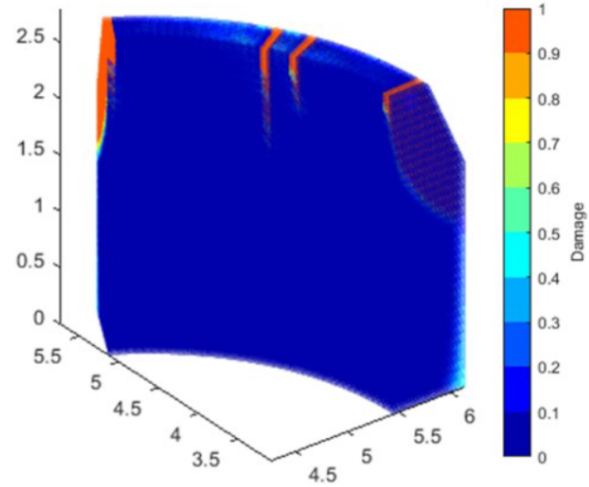


Figure 9: Damage of the CBS after 12.5 years of operation (Khmurovska et al. (2019))

1D analysis by Le Pape (2015)

The study by Le Pape (2015) is the oldest of the presented but is worth mentioning not just for its results but also because of the important recommendation given by the author. The results suggest damage on the outer surface (see Fig. 10) as well as Khmurovska et al. (2019) and Bruck et al. (2019) caused by the most prominent tensile stress being in the circumferential direction, which suggest the first recommendation - importance of using a 3D model to cover more aspects of reality. The author also suggests that the most important factor of irradiation is RIVE and needs to be accounted for in the first place along with the importance of including creep of the concrete.

The figure (Fig. 10) shows distribution of stresses in separate directions (r, z, θ), ζ indicates the distance of stress from failure criterion ($\zeta > 1$ exceeds the concrete resistance, $\zeta < 1$ stress is inside the failure criterion) and the gray area shows the resistance "zone" of the concrete.

To shortly summarize, the introduced analyses more or less agree on the damage origin after about 15 years of operation. Most of the studies also suggest the appearance of damage on the outer surface of the CBS as the reaction to the stresses on the inner surface originating from RIVE.

One more thing worth mentioning indicated by the results is that the presented model uses local approach of damage determination. However, Pijaudier-Cabot & Mazars (2001) mentions along with modification of the original Mazar's model that the nonlocal approach is an enhancement that considers sort of "distribution" of the stress among the elements adjacent to the analysed element and provides more accurate results along with reducing the mesh dependency.

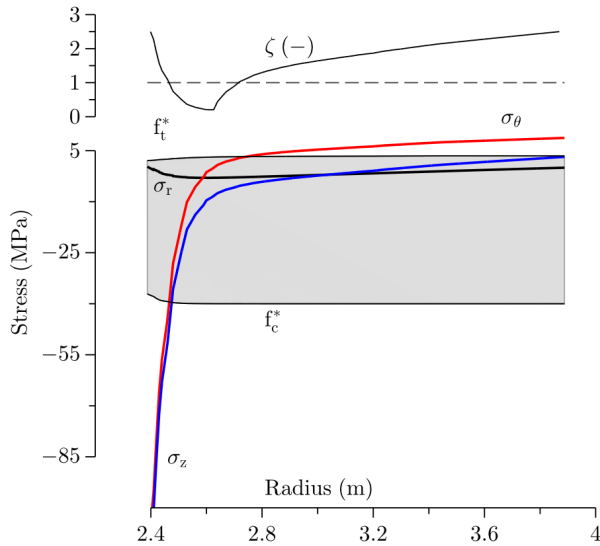


Figure 10: Distribution of stresses over the thickness inside CBS (Le Pape (2015))

4. CONCLUSIONS

The results, as shown in the comparison with similar analyses, seem to be rather conservative as the damage originates comparatively early (after 6 years of operation), while the other analyses conclude damage origin roughly after 15 years. The difference is not that far from the range but is non-negligible. The difference might be caused by neglecting some of the other effects either associated with radiation or concrete (mainly creep that can have a non-negligible impact on the calculated stresses in order of an analysis simulating several-years operation), which are considered in the introduced analyses. Additionally, the results indicate that while determining the damage, nonlocal approach should be used in the calculation in order to reduce mesh dependency, which show to have rather significant impact.

ACKNOWLEDGEMENTS

The support of the European Commission, Euratom research and training programme 2014-2018 project No 900012 - ACES - Towards Improved Assessment of Safety Performance for LTO of Nuclear Civil Engineering Structures, is also gratefully acknowledged.

References

- Bruck, P., Esselman, T., Elaidi, B., Wall, J. & Wong, E. (2019), 'Structural assessment of radiation damage in light water power reactor concrete biological shield walls', *Nuclear Engineering and Design* **350**, 9–20.
- Denisov, A., Dubrovskii, V. & Solovyov, V. (2012), 'Radiation resistance of mineral and polymer construction materials', *ZAO MEI Publ. House*.
- Hilsdorf, H., Kropp, J. & Koch, H. (1978), 'The effects of nuclear radiation on the mechanical properties of concrete', *Special Publication* **55**, 223–254.

- Kambayashi, D., Sasano, H., Sawada, S., Suzuki, K. & Maruyama, I. (2020), 'Numerical analysis of a concrete biological shielding wall under neutron irradiation by 3d rbsm', *Journal of Advanced Concrete Technology* **18**(10), 618–632.
- Khmurowska, Y., Štemberk, P., Fekete, T. & Eurajoki, T. (2019), 'Numerical analysis of VVER-440/213 concrete biological shield under normal operation', *Nuclear Engineering and Design* **350**, 58–66.
- Kim, N.-H. (2014), *Introduction to nonlinear finite element analysis*, Springer Science & Business Media.
- Le Pape, Y. (2015), 'Structural effects of radiation-induced volumetric expansion on unreinforced concrete biological shields', *Nuclear Engineering and Design* **295**, 534–548.
- Le Pape, Y., Sanahuja, J. & Alsaïd, M. H. (2020), 'Irradiation-induced damage in concrete-forming aggregates: revisiting literature data through micromechanics', *Materials and Structures* **53**(3), 1–35.
- Mazars, J., Hamon, F. & Grange, S. (2015), 'A new 3d damage model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loadings', *Materials and structures* **48**(11), 3779–3793.
- Pijaudier-Cabot, G. & Mazars, J. (2001), 'Damage models for concrete'.
- Schneider, M., Froggatt, A., Hazemann, J., Katsuta, T. & Ramana, M. (2022), 'The world nuclear industry status report 2022', Paris: Mycle Schneider Consulting.

MOŽNOSTI MODELOVÁNÍ OCELOBETONOVÉHO SENDVIČE POMOCÍ PLOŠNÝCH PRVKŮ

Roman Kubát, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
roman.kubat@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá možnými způsoby modelování ocelobetonového sendviče pomocí plošných prvků. V první části článku je uveden obecný popis dvou metodik, kterými je tento problém možné řešit, včetně zhodnocení jejich výhod a nevýhod. Jedná se o metodu založenou na efektivních tuhostích a o metodu založenou vrstvení střednicových ploch. V druhé části článku jsou uvedeny pomocné nástroje, které mohou proces tvorby a výpočtu modelu u obou metod výrazně ulehčit. Závěrem je prezentována krátká ukázka aplikace obou metod na jednoduché konstrukci s následnou diskusí nad získanými výsledky. Součástí diskuse je i porovnání metod z hlediska časové náročnosti a objemu dat vypočtených modelů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Ocelobetonový sendvič • Výpočetní model • Efektivní tuhosti
• Vrstvení střednicových ploch

ABSTRACT

This paper deals with modelling possibilities of steel-concrete-steel structure trough FEM surface elements. In the first part of the article, a general description of two eventual method is presented, including overview of advantages and disadvantages. One of the mentioned methods is based on effective stiffness. The other one is based on layering of surface elements. The other part of the article is focused on helpful tools, that may significantly reduce time of a modelling process. In the end, a short example of a use of the presented methods is shown on a simple structure with the following conclusion about results of the analysis.

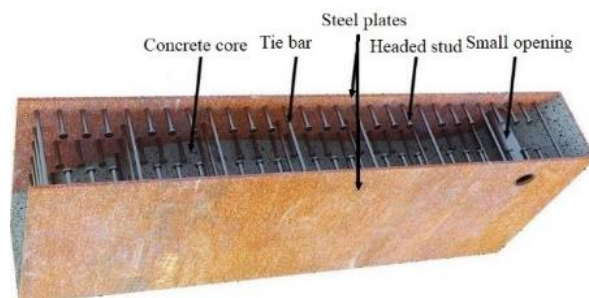
KEYWORDS

Steel-concrete-steel sandwich • FEM model • Effective stiffness • Surface element layering

1. ÚVOD

Ocelobetonovou sendvičovou konstrukci tvoří souvrství externích ocelových plechů a výplňového betonu. Spolupůsobení těchto tří vrstev je nejčastěji zprostředkováno kombinací

spráhujících trnů, které zajišťují čistě smykové propojení jednotlivých vrstev na jejich rozhraní a spojujících tyčí, které mimo výše uvedené fungují také jako smyková výztuž v příčném smyku a také umožňují prefabrikaci ocelových panelů, které poté na stavbě fungují jako ztracené bednění, což značně usnadňuje a urychluje výstavbu.



Obrázek 1 Ocelobetonová sendvičová konstrukce

Současná doba nabízí pestrou škálu softwarů, které umožňují objemové modelování konstrukcí se zohledněním všech možných typů nelinearit. Příkladem může být například software Atena, Abaqus, či Ansys. Přirozeně se tedy nabízí využít pro analýzu ocelobetonového sendviče některý z uvedených softwarů. Nutno si však uvědomit, že příprava a výpočet takto složitěho modelu jsou velmi náročné, a to z hlediska správného nastavení vstupních parametrů, času tvorby i výpočtu modelu a v neposlední řadě kvůli velkému objemu získaných dat a jejich komplikovanému vyhodnocení. Takováto analýza je pro významné konstrukce jistě vysokou prioritou, avšak měla by být až posledním krokem, kdy by již statik měl mít navržené veškeré podstatné parametry konstrukce. Tento článek se zabývá kroky analýzy konstrukce, které by měly tomu finálnímu předcházet, čímž je myšlen návrh konstrukce a předběžné posouzení. I v těchto fázích by analýza měla samozřejmě ideálně co nejpřesněji vystihovat reálné chování konstrukce, avšak za použití zjednodušených postupů, které pomohou zredukovat náročnost výpočtu. Níže bude představen možný postup pro návrh a předběžné posouzení ocelobetonové sendvičové konstrukce za použití plošných prvků s pomocí v praxi široce používaného softwaru Scia Engineer.

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

2. MODELOVÁNÍ NA ZÁKLADĚ EFEKTIVNÍCH TUHOSTÍ

2.1. Popis metody

V úvodu této kapitoly nutno zmínit, že v softwaru Scia Engineer nelze vytvářet objemové konstrukční prvky a zároveň zde není implementována žádná funkce pro modelování vícevrstvých konstrukcí. Proto je zcela v rukou uživatele, jakým způsobem vliv sendvičové konstrukce ve výpočtu zahrne. Jednou z možností je úprava tuhostí samotného 2D prvku (jedna střednicová plocha bez fyzického zohlednění vrstev konstrukce) prostřednictvím efektivních modulů pružnosti viz následující příklad:

Ocelobetonová stěna tloušťky $t_{scs} = 200$ mm. Ocelové plechy mají tloušťku $t_s = 5$ mm a výplňový beton poté tloušťku $t_c = 190$ mm. Tloušťka 2D prvku je rovněž $t = 200$ mm.

Plocha A a moment setrvačnosti I 2D prvku se rovnají:

$$A = t \cdot b = 200 \cdot 1000 = 200000 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot t^3 \cdot b = \frac{1}{12} \cdot 200^3 \cdot 1000 = 6.67 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \quad (2)$$

Plocha A_c a moment setrvačnosti I_c betonu se při plně tlačném průřezu rovnají:

$$A_c = t_c \cdot b = 190 \cdot 1000 = 190000 \text{ mm}^2 \quad (3)$$

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot t_c^3 \cdot b = \frac{1}{12} \cdot 200^3 \cdot 1000 = 5.72 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \quad (4)$$

Plocha A_s a moment setrvačnosti I_s ocelových plechů se při plném sprážení rovnají:

$$A_s = t_s \cdot b \cdot 2 = 5 \cdot 1000 \cdot 2 = 10000 \text{ mm}^2 \quad (5)$$

$$I_s = \frac{1}{12} \cdot (t^3 - t_c^3) \cdot b = \frac{1}{12} \cdot (200^3 - 190^3) \cdot 1000 = 9.51 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \quad (6)$$

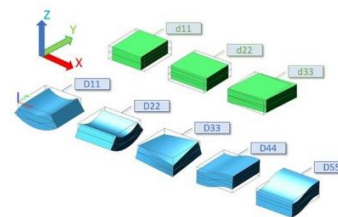
Z vypočtených průřezových charakteristik a z modulu pružnosti oceli E_s a betonu E_c je možné vypočítat efektivní modul pružnosti pro stanovení ohybové tuhosti $E_{\text{eff.m}}$ a normálové tuhosti $E_{\text{eff.n}}$.

$$E_{\text{eff.m}} = \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{I} = \frac{32500 \cdot 5.72 \cdot 10^8 + 210000 \cdot 9.51 \cdot 10^7}{6.67 \cdot 10^8} = 60131 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$E_{\text{eff.n}} = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}{A} = \frac{32500 \cdot 190000 + 210000 \cdot 10000}{200000} = 43940 \text{ MPa} \quad (8)$$

Jak vidno z výše uvedeného jednoduchého příkladu, nelze použít jeden univerzální efektivní modul průřezu pro definici ohybové a normálové tuhosti průřezu, nehledě na fakt, že betonové jádro může být potrháno, což tuhost průřezu redukuje. Navíc se beton může potřhat v různých směrech konstrukce v závislosti na zatížení.

Materiálový model 2D prvku ve Scia Engineer může být uvažován buď jako izotropní, nebo jako ortotropní. Vzhledem ke skutečnosti, že izotropní model pracuje pouze se dvěma nezávislými materiálovými konstantami (jeden modul pružnosti E a jedna Poissonova konstanta ν), není pro řešení problematiku vhodný. Oproti tomu ortotropní model umožňuje nezávisle měnit prvky matice tuhosti vyjadřující tuhosti v různých směrech konstrukce.



Obrázek 2 Zobrazení významu jednotlivých prvků matice tuhosti.

$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{21} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} w_x \\ w_y \\ 2 \cdot w_{xy} \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\begin{bmatrix} v_x \\ v_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{44} & 0 \\ 0 & D_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} w_x + \varphi_y \\ w_y - \varphi_x \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & 0 \\ d_{21} & d_{22} & 0 \\ 0 & 0 & d_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \\ \frac{u}{2} + \frac{v}{2} \end{bmatrix} \quad (11)$$

Prvky matic tuhosti D_{ij} a d_{ij} lze libovolně měnit a tím rozlišit chování konstrukce v různých směrech v závislosti na zatížení. Zde je opět vhodné uvést příklad:

Stejná stěna jako u předchozího příkladu je ve směru x zatížena tak, že celý její průřez je tlačný. Ve směru y je naopak celý průřez tažený. Efektivní moduly pružnosti pro směr x mají stejnou hodnotu, jako u předchozího příkladu.

$$E_{\text{eff.m.x}} = \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{I} = \frac{32500 \cdot 5.72 \cdot 10^8 + 210000 \cdot 9.51 \cdot 10^7}{6.67 \cdot 10^8} = 60131 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$E_{\text{eff.n.x}} = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}{A} = \frac{32500 \cdot 190000 + 210000 \cdot 10000}{200000} = 43940 \text{ MPa} \quad (14)$$

Ve směru y není uvažován žádný příspěvek do tuhosti od betonu.

$$E_{\text{eff.m.y}} = \frac{E_s \cdot I_s}{I} = \frac{210000 \cdot 9.51 \cdot 10^7}{6.67 \cdot 10^8} = 29951 \text{ MPa} \quad (15)$$

$$E_{\text{eff.n.y}} = \frac{E_s \cdot A_s}{A} = \frac{210000 \cdot 10000}{200000} = 10500 \text{ MPa} \quad (16)$$

Následně je možno vyčíslit jednotlivé prvky matice tuhosti (dle Scia.net) popisující ohybové a normálové tuhosti stěny.

$$D_{11} = \frac{E_{\text{eff.m.x}} \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{60131 \cdot 200^3}{12 \cdot (1 - 0.3^2)} = 44,05 \text{ MNm} \quad (17)$$

$$D_{22} = \frac{E_{\text{eff.m.y}} \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{29951 \cdot 200^3}{12 \cdot (1 - 0.3^2)} = 21,94 \text{ MNm} \quad (18)$$

$$D_{12} = D_{21} = \nu \cdot \sqrt{D_{11} \cdot D_{22}} = 0,3 \cdot \sqrt{44,02 \cdot 21,94} = 9,32 \text{ MNm} \quad (19)$$

$$G_{\text{eff}} = \frac{(E_{\text{eff.m.x}} + E_{\text{eff.m.y}}) / 2}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{(60131 + 29951) / 2}{2 \cdot (1 + 0.3)} = 17323,5 \text{ MPa} \quad (20)$$

$$D_{33} = G_{\text{eff}} \cdot \frac{t^3}{12} = 17323,5 \cdot \frac{200^3}{12} = 11,55 \text{ MNm} \quad (21)$$

$$d_{11} = \frac{E_{\text{eff.m.x}} \cdot t}{1 - \nu^2} = \frac{60131 \cdot 200}{1 - 0,3^2} = 9657,14 \text{ MN/m} \quad (22)$$

$$d_{22} = \frac{E_{\text{eff.m.y}} \cdot t}{1 - \nu^2} = \frac{29951 \cdot 200}{1 - 0,3^2} = 2307,7 \text{ MN/m} \quad (23)$$

$$d_{12} = d_{21} = \nu \cdot \sqrt{d_{11} \cdot d_{22}} = 0,3 \cdot \sqrt{9657 \cdot 2307} = 1416 \text{ MN/m} \quad (24)$$

Dále zbývají vyčíslit prvky matice tuhosti popisující tuhost stěny při příčném a rovinném smyku. Tuhost stěny v příčném smyku bude zajisté závislá na geometrii ocelobetonového průřezu, potrhání betonu a charakteru smykové výztuže. Jelikož se však tímto problémem autor článku prozatím nezabýval,

je v tomto příkladu jednoduše použit smykový modul betonu G_c .

$$D_{44} = D_{55} = G_c \cdot t = 14667 \cdot 200 = 11,55 \text{ MN/m} \quad (25)$$

Smyková tuhost v rovině stěny je opět závislá na zatížení, respektive potrhání betonu. V případě nepotrhaného betonu by byla smyková tuhost následovná:

$$GA = G_c \cdot A_c + G_s \cdot A_s = 14667 \cdot 190000 + 80769 \cdot 10000 = 3594,4 \text{ MN} \quad (26)$$

V případě potrhání v jednom směru stěny (ve směru hlavního tahového napětí) by po úpravě vypadala smyková tuhost dle ANSI/AISC N690-18 (American Institute of Steel Construction, 2018) následovně:

$$GA = G_s \cdot A_s + \frac{1}{\frac{4}{0,7 \cdot E_c \cdot A_c} + \frac{2(1-\nu)}{E_s \cdot A_s} + \frac{1}{\frac{4}{0,7 \cdot 32500 \cdot 190000} + \frac{2(1-0,3)}{210000 \cdot 10000}}} = 1264,8 \text{ MN} \quad (27)$$

K potrhání betonu v obou směrech při čistě rovinném smyku může dojít pouze v případě, kdy je konstrukce zatížena výrazným „kladným“ smykem (dojde k potrhání ve sklonu 45°) a následně je zatížena smykem opačného charakteru (dojde k potrhání ve sklonu 135°). K takovému scénáři může dojít například při zemětřesení. V jiných případech může dojít k obousměrnému potrhání betonu při biaxiálním tahovém zatížení, či při skokovém ohnutí stěny, kdy se více tepelně vodivá ocel zahřeje rychleji než betonové jádro, které se následně při snaze oceli expandovat do všech směrů potrhá. Zjednodušeně lze smykovou tuhost s obousměrně potrhaným betonem stanovit bez příspěvku betonu následovně:

$$GA = G_s \cdot A_s = 80769 \cdot 10000 = 807,7 \text{ MN} \quad (28)$$

Jelikož je stěna uvedená v tomto příkladu potrhána pouze v jednom směru, byť nikoliv od smykového zatížení, bude pro výpočet prvku d_{33} použita hodnota smykové tuhosti 1264,8 MN.

$$G_{\text{eff.in-plane}} = \frac{GA}{A} = \frac{1264,8}{200000} = 6323,9 \text{ MPa} \quad (29)$$

$$d_{33} = G_{\text{eff.in-plane}} \cdot t = 6323,9 \cdot 200 = 1264,8 \text{ MN/m} \quad (30)$$

Takto vyčíslené prvky matice tuhosti je nutno manuálně zadat do modelu řešené stěny (příslušného 2D prvku). Následně je proveden výpočet. Při použití metody modelování na základě efektivních tuhostí jsou relevantními výstupy z výpočtu pro návrh a posouzení konstrukce vnitřní síly. Průběhy napětí po průřezu lze teoreticky analyticky dopočítat.

2.2. Zhodnocení metody

Nespornou výhodou této metody je absence potřeby nelineárního výpočtu a velmi krátká doba výpočtu. Nevýhodou je složitost tvorby modelu, a to hned z několika hledisek.

Jedním z hledisek je potřeba rozdělení plošného prvku na několik menších 2D prvků. Tato potřeba vyplývá ze závislosti tuhosti konstrukce v určitém místě na průběhu vnitřních sil (projev nelinearity jako je potrhání betonu, či zplastizování oceli) a na geometrii průřezu. Jinými slovy, pokud se řeší slo-

žitější konstrukce a má-li být návrh hospodárný, vyplyne požadavek na různé tloušťky vrstev ocelobetonového sendviče v různých oblastech podle lokální intenzity zatížení. Různé skladby ocelobetonového sendviče budou mít různé tuhosti, z čehož plyne potřeba dělit model na oblasti. Dále mají velký vliv na tuhosti konstrukce excentricity zatížení, respektive ohybové momenty. Pokud by byla celá konstrukce čistě tlačena, nebo čistě tažena, dalo by se zjednodušeně uvažovat, že beton přispívá do tuhosti celou tloušťkou betonové vrstvy, nebo naopak nemá žádný příspěvek do tuhosti. Ve chvíli, kdy v konstrukci působí i ohybové momenty, příspěvek betonu do tuhosti může být v různých oblastech konstrukce výrazně proměnný díky různé výšce tlačené oblasti průřezu.

Druhým hlediskem je redistribuce zatížení. Zde opět problém vychází ze závislosti zatížení a tuhosti konstrukce zejména u staticky neurčitých konstrukcí. Pokud bude v oblasti s vysokou intenzitou zatížení snížena tuhost z předpokladu potrhání betonu a případného dosažení meze kluzu oceli, v dalším výpočtu bude část zatížení převzata okolní konstrukcí a průběhy vnitřních sil se tak změni. Při použití této metody je tedy jasné, že návrhový proces musí být iterativní. V prvním kroku návrhu je tedy například možné ponechat výchozí tuhosti modelu 2D prvků a na vypočtené hodnoty vnitřních sil provést prvotní návrh skladeb ocelobetonového sendviče. Na základě prvotního návrhu skladeb a průběhu vnitřních sil z předešlého výpočtu je možné rozdělit model do patřičných oblastí, kterým se přiřadí patřičné tuhosti. Pokud tyto úpravy výrazně ovlivní průběhy vnitřních sil, může dojít ke změně požadavků na skladby vrstev ocelobetonového sendviče a tím k opětovné změně tuhosti modelu. Na základě dosavadních zkušeností autora tento postup konverguje k uspokojivému výsledku, je však poměrně pracný.

Tato metoda, kterou autor sám vyvinul, může vést k rychlému hrubému návrhu skladeb, avšak pro přesnější výsledky modelu by bylo nutné 2D prvky rozdělit na dostatečný počet dostatečně malých oblastí, přičemž by u každé oblasti bylo nutné sledovat průběh přetvoření průřezu, na základě čehož by se pak upravovaly tuhosti.

3. MODELOVÁNÍ NA ZÁKLADĚ VRSTVENÍ STŘEDNICOVÝCH PLOCH

3.1. Popis metody

Oproti předešlé metodě se zde fyzicky modeluje zvrstvení konstrukce, a to tak, že betonové jádro a ocelové plechy jsou modelovány samostatnými plošnými prvky. Tyto prvky jsou vzájemně rovnoběžné a odsazené o vzdálenost svých střednicových ploch. Jak už však bylo dříve zmíněno, software Scia Engineer nemá žádný přímý nástroj pro modelování vrstev 2D prvků. Nutno tak kontakt mezi jednotlivými vrstvami sendviče modelovat dostupnými konstrukčními prvky. Jako vhodné se jeví propojení uzlů sítě konečných prvků jednotlivých střednicových ploch prostřednictvím prutů (1D prvků) s vysokou tuhostí pro eliminaci ovlivnění výpočtu deformacemi samotného 1D prvku.

Jelikož jsou střednicové plochy jednotlivých částí průřezu vzájemně propojené, je možné pro 2D prvek reprezentující betonové jádro přiřadit nelineární materiálový model pro beton

(při spuštění funkcionality “2D nelinearity pro beton“), aniž by při nelineárním výpočtu docházelo k nestabilitě modelu.

Nelineární chování oceli je také možno modelovat, a to prostřednictvím vnitřních kloubů na prutech, kterými jsou propojeny střednicové plochy. Vnitřní kloub umožňuje odebrání všech šesti stupňů volnosti pro uzel (pro 3D úlohu), ve kterém je definován. Mimo to je pro každý stupeň volnosti také možno nadefinovat nelineární funkci, čehož lze využít právě pro modelování dosažení meze kluzu ocelových plechů. Pro stupně volnosti představující posuny v rovině střednicových ploch je možné definovat mezní sílu, při které již uzel nebude schopen přenášet další přírůstky zatížení v rovině ocelového plechu. Pro stanovení mezní síly v uzlu lze použít následovný vztah:

$$F = \frac{f_y}{t_s \cdot s} \quad (31)$$

Kde f_y je mez kluzu ocelového plechu, t_s je tloušťka ocelového plechu a s je rozteč propojujících prutů v daném směru.

Dále je také teoreticky možné pomocí nelineární funkce modelovat vliv tažnosti spřahujících prvků a otlacení betonu (jinými slovy vliv částečného spřažení – částečný prokluz na rozhraní oceli a betonu). To by bylo možné definováním patřičného sklonu nelineární funkce před dosažením výše zmíněné mezní síly.

Nelineární chování oceli a betonu je také možno modelovat při spuštění funkcionality “obecná plasticita“. V tomto případě je možné pro ocel definovat podmínku plasticity von Mises (případně Tresca) a pro beton podmínku porušení Mohr – Coulomb (případně Drucker – Prager). Nutno zmínit, že funkcionality “obecná plasticita“ a “2D nelinearity pro beton“ nelze spustit souběžně. Funkcionalita 2D nelinearity pro beton má tu výhodu, že materiálovému modelu lze přiřadit pracovní diagram se zohledněním změkčení (s klesající částí křivky), kdežto u obecné plasticity lze uvažovat pouze idealizovaný parabolicko-rektangulární, případně bilineární pracovní diagram. Na druhou stranu u funkcionality obecná plasticita je možné modelovat nelineární chování oceli napřímo.

Další zajímavé jevy lze modelovat při rozvrstvení samotného betonového jádra do několika vrstev. Díky rozvrstvení lze modelovat například nelineární průběh teplot po průřezu, což může být velmi užitečné při analýze konstrukce, která je vystavena účinkům kombinace zatížení, která zahrnuje zatížení teplotou, případně požárem. Dále je také možné modelovat vliv diferenčního smršťování po průřezu, byť se u ocelobetonové sendvičové konstrukce díky hermetickému uzavření betonu mezi plechy nepočítá s výrazným vysycháním. U masivních stěn by také mohla být užitečná možnost modelování hydratačního tepla.

3.2. Zhodnocení metody

Velkou výhodou této metody je nesporně široká škála jevů, které jí lze postihnout, viz výčet výše. Oproti metodě efektivních tuhostí je zde výhodou přesnější vystižení nelineárního chování modelu. Dále je výhodou, že u této metody je z vypočteného modelu možné přímo číst odpovídající napětí, a tudíž není nutné podnikat další krok pro vyhodnocení posudku. V neposlední řadě nutno zmínit, že model vytvořený

touto metodou je univerzální vzhledem k variabilitě kombinací zatížení, kdežto při použití metody efektivních tuhostí je model použitelný pouze pro jednu danou kombinaci zatížení, na základě které byly vypočteny efektivní tuhosti.

Značnou nevýhodou oproti metodě efektivních tuhostí je zajisté výpočetní doba a objem dat modelu (vypočteného i nevypočteného). Další nevýhodou je samozřejmě také složitost tvorby modelu, kdy je v každém uzlu sítě konečných prvků nutné manuálně modelovat propojení prostřednictvím tuhých prutů, přičemž složitost samozřejmě narůstá s počtem modelovaných vrstev (při případném rozvrstvení betonového jádra). Jako kriticky náročné se pak jeví modelování zakřivených skopepin.

Na princip této metody poukázali vývojáři Scia Engineer jako na jediný možný způsob fyzického modelování vrstvení v použitém softwaru. Následný konkrétní postup byl již odvozen autorem.

4. NÁSTROJE PRO USNADNĚNÍ APLIKACE UVEDENÝCH METOD

Výše byly prezentovány použitelné metody pro analýzu ocelobetonové sendvičové konstrukce v softwaru Scia Engineer. Obě metody mají své výhody a nevýhody. Tato kapitola je věnována nástrojům, které do jisté míry redukuji vliv nevýhod u jednotlivých metod.

4.1. Scia Design Forms

Prvním z velmi pomocných nástrojů je skriptovací prostředí Scia Design Forms (SDF) implementované přímo ve Scia Engineer, které lze spustit přes záložku “integrované formuláře“. Pomocí SDF je možné vytvářet automatizované výpočty, jejichž výsledky je možné vykreslit na modelu. Výhodná na tomto nástroji je zejména možnost propojení dat mezi vypočteným modelem ve Scia Engineer a skriptem v SDF. Jako vstupní parametry do skriptu lze použít data, která nese fyzický model (tj. materiálové a průřezové charakteristiky), základní v modelu vypočtené hodnoty metodou konečných prvků (deformace a vnitřní síly) a parametry, které lze v modelu manuálně zadávat na dílčí prvky, pokud mají mít jednotlivé prvky rozdílné vlastnosti (například dvě stěny s různými tloušťkami plechu), které však nelze číst z fyzického modelu. Externě zadávané parametry je nutno nejprve definovat ve SDF prostřednictvím takzvaných MemberData. Po importování skriptu do Scia Engineer se MemberData objeví ve stromu nabídek.

V kostce lze princip použití SDF shrnout následovně. Nejprve je nutné mít vypočtený model ve Scia Engineer. V záložce integrované formuláře je nutné mít načtený vytvořený skript. V případě potřeby je možné jednotlivým prvkům přiřadit MemberData. Následně je možné na modelu vykreslit ve skriptu nadefinované výsledky – skript provede nadefinovaný výpočet v každém uzlu sítě konečných prvků.

Tento nástroj je vhodný zejména při použití metody efektivních tuhostí, u které jsou výsledkem průběhy vnitřních sil. Za normálních okolností by bylo nutné vytipovat nejvíce zatížená místa konstrukce, ze kterých by bylo nutné odečíst vnitřní síly a externě provést posudek. Při použití vztahů z

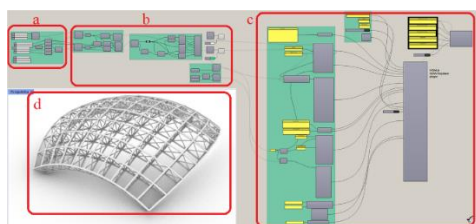
ANSI/AISC N690-18 pro posudky ocelobetonové konstrukce založených na vnitřních silách a optimalizační funkce ve skriptu v SDF je možné vytvořit „návrhový kód“, který v modelu umožňuje vykreslit staticky požadované tloušťky ocelových plechů (viz obrázek 6.). Stejně tak je možné vytvořit i „posudkový kód“, za jehož použití je nutné zadat navrženou geometrii skladeb prostřednictvím MemberData a výsledkem je následně vykreslení posudku konstrukce. Dále je do skriptu možné nadefinovat výpočet efektivních tuhostí (pro další iteraci návrhu) v závislosti na aktuálním průběhu vnitřních sil a navržených skladeb.

SDF sice neřeší problematiku nutnosti opakovaného zadávání prvků matice tuhosti do ortotropních modelů jednotlivých stěn, avšak celý proces se z hlediska nutných úkonů několikrát zjednoduší.

4.2. Rhino/Grasshopper/plugin Koala

Rhino je software určený primárně pro architekty. Obsahuje totiž pro architekty velmi praktický zásuvný modul Grasshopper, který umožňuje parametrické modelování velmi divokých tvarů konstrukcí založené na vizuálním skriptování. Vývojáři softwaru Scia Engineer pro Grasshopper vyvinuli plug-in Koala, díky kterému je Rhino při potřebě návrhu geometricky složitých konstrukcí lákavým nástrojem i pro statiky.

V Grasshopperu je možné vytvořit skript pro prakticky jakoukoliv geometrii linií, ploch, či objemových prvků, kterou lze díky vstupním parametrům libovolně parametricky měnit. Koala následně umožňuje přiřazení střednic s definovanými profily a materiály vytvořeným liniím, či přiřazení střednicových ploch s definovanými tloušťkami a materiály vytvořeným plochám. Dále je prostřednictvím Koaly možné definovat okrajové podmínky modelu a síť konečných prvků. Po nadefinování celého modelu Koala vygeneruje XML soubor, který lze importovat do Scii, ve které již proběhne pouze výpočet. Na následujícím obrázku je uvedena ukázka vizuálního skriptu v Grasshopperu a výsledné geometrie konstrukce zobrazené v prostředí Rhino.



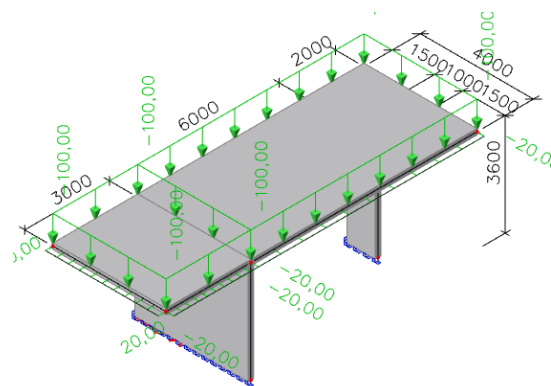
Obrázek 3 Příklad skriptu - část a) jsou vstupní geometrické parametry konstrukce, b) je část skriptu definující globální tvar konstrukce, c) je plug-in Koala a d) je zobrazení finálního tvaru konstrukce.

Z výše uvedeného popisu je evidentní, že Grasshopper/Koala je ideálním nástrojem při tvorbě výpočetního modelu v případě použití metody vrstvení střednicových ploch, a to zejména v případě geometricky složitých konstrukcí.

5. UKÁZKA POSTUPU NÁVRHU A POSOUZENÍ OCELOBETONOVÉ SENDVIČOVÉ KONSTRUKCE

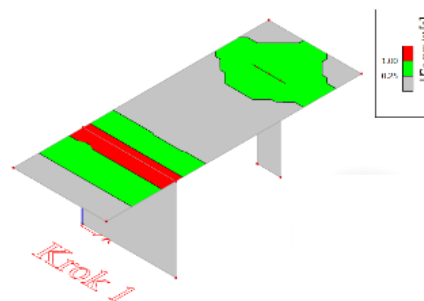
V kapitole 2 a 3 byly prezentovány dvě odlišné metody, kterými lze modelovat chování ocelobetonového sendviče prostřednictvím softwaru Scia Engineer. Metoda efektivních tuhostí v kombinaci s použitím optimalizačního kódu ve Scia Design Forms poskytuje možnost velmi rychlého návrhu jednotlivých skladeb ocelobetonového sendviče. Oproti tomu metoda vrstvení poskytuje přesnější výsledky, avšak při použití této metody je vzhledem ke složitosti modelování dobré mít již skladby navržené. Z výše uvedené logiky dává smysl použít metodu efektivních tuhostí pro návrh konstrukce (pro nejnebezpečnější kombinaci zatížení) a metodu vrstvení pro ověření návrhu. V této kapitole bude představena jednoduchá ukázka návrhu a posouzení ocelobetonové sendvičové konstrukce za použití výše uvedeného postupu.

Konstrukce, na které budou metody demonstrovány se skládá ze dvou stěn, které podpírají vodorovnou desku viz obrázek 4. Deska je zatížena svislým rovnoměrným zatížením o hodnotě 100 kN/m² a vodorovným liniovým zatížením o hodnotě 20 kN/m působícím ve dvou směrech na hrany desky. Třída betonu je uvažována C40/50, oceli S355.



Obrázek 4 Řešená konstrukce.

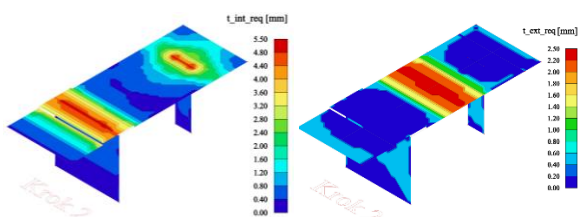
Prvotní odhad celkové tloušťky desky a stěny je 200 mm. Po lineárním výpočtu je možné přejít do záložky „integrované formuláře“, kde je nejprve návrhovým kódem ověřena celková tloušťka konstrukce. Skript podle aktuálně vypočtených vnitřních sil navrhne tloušťky ocelových plechů, načež se posuzuje konstrukční zásada maximálního stupně vyztužení 5 % (dle ANSI/AISC N690-18) viz obrázek 5.



Obrázek 5 Ověření stupně vyztužení.

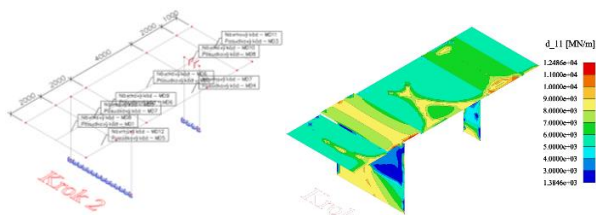
Jak vidno, díky výraznému zápornému momentu nad stěnou by nebylo při celkové tloušťce konstrukce 200 mm možno navrhnout skladbu ocelobetonového sendviče, aby byla konstrukční zásada splněna. Pro hospodárnost návrhu je tedy

v desce navržen náběh z 200 mm na 300 mm o délce 1 m z obou stran stěny (viz obrázek 8). Po přepočtení modelu je díky této úpravě návrh celkové tloušťky již optimální. S novými vnitřními silami je za použití návrhového kódu již možno vykreslit průběh požadovaných tlouštěk oceli viz obrázek 6.



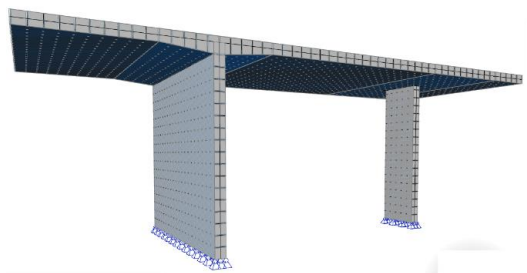
Obrázek 6 Požadované tloušťky ocelových plechů – vlevo horní povrch, vpravo dolní povrch.

V tuto chvíli je nutné rozdělit 2D prvky podle návrhu tlouštěk oceli, aby bylo možné každému prvku přiřadit patřičná MemberData se zadanými tloušťkami pro výpočet efektivních tuhostí. V tomto případě bude uvažována tloušťka plechů nad podporami 6 mm (v páse širokém 2 m – 1 m na každou stranu) v ostatních případech 3 mm. Po zadání MemberData je možné vykreslit hodnoty prvků matice tuhosti viz obrázek 7.



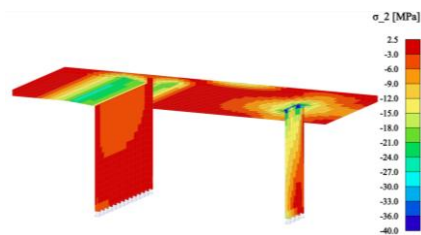
Obrázek 7 Vlevo zadání MemberData a rozdělení 2D prvků, vpravo vykreslení prvku d_{11} matice tuhosti.

Na vykreslení d_{11} lze příkladně poukázat na závislost tuhosti na zatížení, respektive na míře potrhání betonu (skript uvažuje pouze s plochou tlačného betonu). Speciálně u stěn je průběh velmi proměnný, byť jsou na celé stěně zadány stejné tloušťky oceli. V tuto chvíli by bylo dle uvedené metody efektivních tuhostí nutno dále rozdělit převážně stěny podle průběhů tuhostí. Zde však tento krok byl vypuštěn a pro ortogonální modely 2D prvků byly v 3. kroku zadány extrémy prvků matic tuhosti. Po přepočtení modelu s implementací efektivních tuhostí nevznikly vyšší nároky na návrh tlouštěk oceli, proto je možné přejít na metodu vrstvení pro posudek konstrukce prostřednictvím napětí.

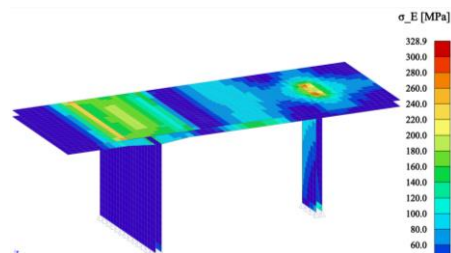


Obrázek 8 Řešená konstrukce

Zde lze po nelineárním výpočtu přejít přímo k vykreslení napětí v betonu (viz obrázek 9) a v oceli (viz obrázek 10).



Obrázek 9 Hlavní tlakové napětí v betonovém jádru.



Obrázek 10 Ekvivalentní napětí von Mises v ocelových pleších.

6. ZÁVĚR

Uvedený příklad ukázal, že kombinací prezentovaných metod lze řešit ocelobetonové sendviče i bez potřeby použití softwaru, který podporuje objemové prvky. Metoda efektivních tuhostí se oproti metodě vrstvení zdá být konzervativnější, což je ale pravděpodobně důsledek použití vztahů z ANSI/AISC N690-18 v návrhovém skriptu. Tyto vztahy v sobě totiž již mají zahrnuté součinitele bezpečnosti. Dalším důvodem může být i fakt, že zmíněné postupy pracují s hlavními silami (se směry hlavních napětí). U oceli je z hlediska podmínky plasticity však více vypovídající ekvivalentní von Misesovo napětí.

Tvorba a výpočty modelů u obou metod u uvedeného příkladu autorovi článku zabrala zhruba hodinu (pro každou metodu). Nutno zmínit, že vzhledem k jednoduchosti příkladu nebyl použit modul Grasshopper. Objem dat u spočítaného modelu činí pro uvedený příklad řešený metodou efektivních tuhostí 3,5 MB, kdežto u metody vrstvení 21,5 MB.

PODĚKOVÁNÍ

Výzkumné aktivity byly podpořeny Technologickou agenturou České republiky prostřednictvím programu na podporu aplikovaného výzkumu, experimentálního vývoje a inovací THÉTA, projekt TK01030116 “Návrh konceptu bezpečnostně důležitých prvků rychlého heliem chlazeného demonstračního reaktoru ALLEGRO”, a dále univerzitou České vysoké učení technické v Praze prostřednictvím studentské grantové soutěže, projekt SGS22/091/OHK1/2T/11 “Experimentální a numerická analýza betonu a vláknobetonu pro speciální aplikace”.

References

ANSI/AISC N690-18 (2018), Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities, American Institute of Steel Construction.

DOPORUČENÍ PRO ÚPRAVU STÁVAJÍCÍCH POSTUPŮ POSUZOVÁNÍ BETONU NA ÚNAVU

Miklas Petr, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
petr.miklas@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Príspevek se zabývá únavovou odolností betonových mostů a možnostmi zpřesnění postupů pro posuzování betonu na únavu. V současné době se často stává, že betonové konstrukce - zejména železničních mostů - ve většině případů výrazně nevyhovují při posouzení betonu na únavu i přes to, že tyto konstrukce nevykazují únavová porušení - z toho je patrné, že únava betonu dosud není dostatečně prozkoumána. Příspěvek se snaží odhalit možné příčiny rozporu mezi reálným stavem konstrukcí a výsledky dosud dostupných výpočetních postupů. Na základě dosavadních poznatků příspěvek nabízí doporučení pro zpřesnění únavových posouzení betonových konstrukcí ve formě možné redukce únavového zatížení či zpřesnění únavové odolnosti betonu založené na zpracování a přímém využití reálných Wöhlerových křivek.

KLÍČOVÁ SLOVA

Wöhlerovy křivky • Únava betonu • Palmgren-Minerovo pravidlo • Posouzení únavy betonu • Betonové mosty • Železniční mosty

ABSTRACT

The paper is focused on the fatigue resistance of concrete bridges and on the possibilities of refining the procedures for fatigue assessment of concrete. Nowadays, it often happens that concrete structures - especially railway bridges - fail significantly in the fatigue verification of concrete, despite the fact that these structures do not exhibit fatigue damages - which indicates that concrete fatigue has not yet been sufficiently investigated. This paper attempts to reveal the possible reasons for the discrepancy between the actual conditions of the structures and the results of the computational procedures available so far. Based on the work made so far, the paper offers recommendations for refining the fatigue verification of concrete structures in the form of a possible fatigue load reduction or a precisement of fatigue resistance of concrete with a direct use of actual Wöhler curves.

KEYWORDS

Wöhler curves • Fatigue of concrete • Palmgren-Miner rule • Verification of fatigue of concrete • Concrete bridges • Railway bridges

1. ÚVOD

Príspevek se zabývá výzkumem únavové odolnosti betonových konstrukcí. Z doposud získaných výsledků je patrné, že problematika únavové odolnosti betonových konstrukcí není dosud dostatečně prozkoumána. Toto zjištění plyne z faktu, že stávající konstrukce - zejména železničních mostů - ve většině případů při posouzení betonu na únavu výrazně nevyhovují, ačkoliv nevykazují poruchy, které by mohly s únavou betonu souviset. Proto je vhodné se touto problematikou a jejím rozvojem i nadále zabývat.

V první části příspěvku je stručně popsána posuzovaná konstrukce a následně jsou stručně shrnuty výsledky provedených posudků betonu na únavu.

V druhé části se příspěvek věnuje popisu a následnému využití Wöhlerových křivek z dosažených výsledků experimentů při posuzování betonu na únavu včetně porovnání těchto křivek s dosaženými výsledky provedených posouzení. V druhé části kapitoly jsou představeny další možnosti obdobného posouzení ve formě Goodmanových a Smithových křivek.

V hlavní části tohoto příspěvku jsou představena dvě doporučení pro úpravu stávajících postupů při ověřování únavové odolnosti betonových konstrukcí, zaměřená na redukci únavového zatížení a na zpřesnění únavové odolnosti betonu.

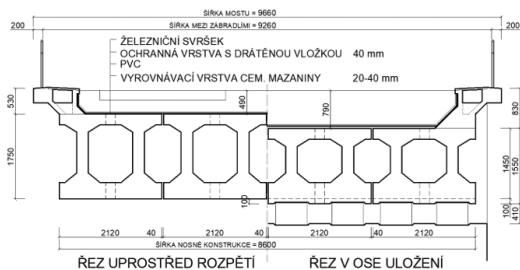
Ve věci redukce únavového zatížení je na základě získaných výsledků představeno sestavení ekvivalentní vlakové soupravy pro posuzování betonu na únavu, která lépe vystihuje skutečné únavové zatížení železničních mostních konstrukcí. Další možností tohoto typu postupu, která bude v dalším výzkumu rovněž rozpracována, je stanovení (upřesnění) vhodného součinitele pro úpravu účinků Modelu zatížení 71 při posuzování únavy.

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Ve věci zpřesnění únavové odolnosti betonu je představen nový možný postup pro stanovení únavové odolnosti betonu na základě využití co nejrealnějších Wöhlerových křivek. Postup je založen na využití experimentálně stanovených Wöhlerových křivek a jejich následné přípravě pro použití prostřednictvím parametrizace pomocí čtyř koeficientů. Výsledkem výpočtu je počet cyklů napětí potřebných pro únavové porušení konstrukce stanovených přímým výpočtem pomocí experimentálně stanovených Wöhlerových křivek.

2. VÝPOČET ÚČINKŮ REÁLNÝCH VLAKOVÝCH SOUPRAV VYUŽITÝCH PRO POSOUZENÍ

Pro posouzení a následně vyhodnocení byla vybrána předpjatá železniční mostní konstrukce přes Chodovskou ulici v Praze, která byla vybudována v roce 1961. Jedná se o jednopolevou konstrukci z prefabrikovaných předpjatých betonových nosníků – celkem jsou v konstrukci použity čtyři komorové nosníky. Každý komorový nosník je složen ze dvou prefabrikovaných polonosníků průřezu „I“, spojených podélnou dobetonávkou horní i dolní desky. Rozpětí nosné konstrukce je 30 m. Pevnostní třída betonu prefabrikované a monolitické části této mostní konstrukce je dle dřívějšího značení značka 500 (dnes C 35/45). Nosníky jsou proměnného průřezu - výška průřezu je uprostřed rozpětí 1750 mm a v ose uložení 1450 mm. Každý komorový nosník je předepnut pomocí 58 předpínacích kabelů. Jedná se o předpínací kabely složené z dvaceti patentovaných drátů o průměru 4,5 mm s pevností v tahu 1650 MPa. (Archivní dokumentace mostu 1960). [7] Na obr. 1 je znázorněn příčný řez mosní konstrukcí.



Obrázek 1: Příčný řez mostem uprostřed rozpětí a v ose uložení

Pro mostní konstrukci byly od Správy železnic s.o. získány údaje o reálných vlakových soupravách, které po tomto mostě přejíždějí. Celkem se jedná o 600 typů vlaků, které byly použity pro podrobné výpočty namáhání mostu.

Pro konstrukci byly stanoveny maximální a minimální hodnoty normálových napětí pro nejkritičtější průřez nosné konstrukce, který se nachází ve staničení 16 m (měřeno od čela nosníků), což je poblíž středu rozpětí, který je ve staničení 15 m.

Nejprve byly stanoveny ohybové momenty během průjezdu všech těchto vlakových souprav. Z ohybových momentů byla následně vypočtena napětí v horních i dolních vlákních během celého průjezdu všech vlakových souprav.

Dle výpočtu v konstrukci dochází k velkému nárůstu ohybového momentu během nájezdu lokomotivy vlakové soupravy, zatímco při nájezdu následujících vagonů dochází

již pouze k menšímu kolísání ohybových momentů a napětí v závislosti na aktuální poloze vagonů na mostě. Patrný rozdíl pak tvoří fakt, zda jsou vagony těžké – plně naložené, nebo jestli jsou prázdné.

Z těchto ohybových momentů během průjezdu všech uvedených vlakových souprav bylo cílem stanovit spektrum rozkmitů napětí. Pro jeho stanovení byla využita metoda stékajícího deště. Na základě stanovených ohybových momentů byly spočítány hodnoty normálových napětí, které byly následně využity pro posouzení únavy betonu.

3. POPIS POSOUZENÍ ÚNAVOVÝCH ÚČINKŮ

Při standardním posouzení nosné konstrukce mostu na únavu je nutné pro všechna posouzení stanovit nejprve únavovou pevnost betonu. Pro posouzení byly využity nejprve čtyři doporučené postupy dle ČSN EN 1992 a dále tři postupy uvedené v Model Code 2010 (*fib*), kde jsou metody do určité míry principiálně podobné, nikoliv však stejné. V obou případech se jednalo o zjednodušené metody založené na využití časté kombinace zatížení a metody založení na využití ekvivalentního poškozujícího rozkmitu napětí.

Z provedených výpočtů lze konstatovat, že při zjednodušených posouzeních a v posouzeních využívající ekvivalentní rozkmit napětí konstrukce nevyhověla, přesto však nevykazuje jakékoliv únavové poškození. U zjednodušených metod konstrukce nevyhověla výrazněji než u posudků založených na ekvivalentním rozkmitu napětí. Následně byla provedena další posouzení, a to s využitím Wöhlerových křivek, dostupných z dosud provedených a publikovaných únavových experimentů. Dalším cílem bylo na základě provedených posudků stanovení možných doporučení pro úpravu stávajících postupů posuzování betonu na únavu. Tato doporučení jsou v příspěvku představena dvě. Doporučení jsou níže podobněji popsána.

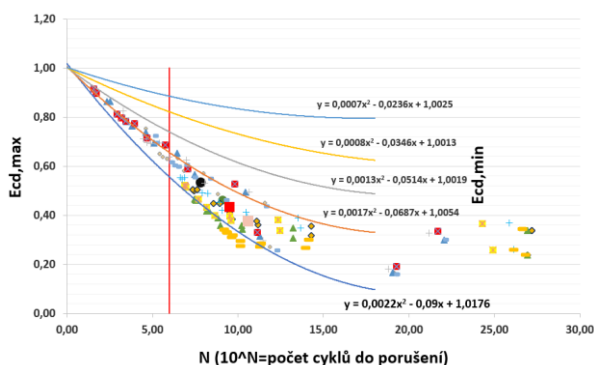
4. POROVNÁNÍ A POSOUZENÍ VÝSLEDKŮ S WÖHLEROVÝMI KŘIVKAMI

Vzhledem k faktu, že konstrukce nevyhověla v žádném zjednodušeném postupu ani v postupu využívajícím ekvivalentního rozkmitu napětí, se tato kapitola zabývá využitím dostupných výsledků experimentálního zjišťování únavové odolnosti betonu, které byly převzaty z experimentálních zkoušek provedených a publikovaných dalšími autory zabývajícími se únavovou odolností betonových konstrukcí. Výsledkem tohoto posouzení je poté porovnání počtu cyklů do porušení konstrukce. V první části kapitoly je představeno porovnání výsledků z posouzení s Wöhlerovými křivkami z reálných experimentů pro zpřesnění představy o skutečném chování betonových konstrukcí při únavovém (cyklickém) zatížení. Wöhlerovy křivky by měly představovat nejpřesnější postup pro zjišťování skutečného počtu cyklů o daném rozkmitu napětí, který je potřeba k dosažení únavové odolnosti dané betonové konstrukce.

V druhé části této kapitoly jsou představeny další možné postupy pro výpočet počtu cyklů do porušení ve formě Goodmanových a Smithových křivek.

4.1. Využití Wöhlerových křivek pro posouzení betonu na únavu

Tato kapitola se věnuje využití Wöhlerových křivek, které představují základ prakticky pro jakékoliv posuzování materiálu na únavu, zde jsou však použity „přímo“, což lze považovat za dosud nejpřesnější postup pro stanovení počtu cyklů napětí do porušení posuzované betonové konstrukce. Nejprve bylo seskupeno několik dostupných Wöhlerových křivek publikovaných různými autory, kteří tyto křivky sestrojili na základě vlastních experimentálních výzkumů. [1,2,3,4] Provádění rozsáhlých experimentálních únavových zkoušek pro sestrojení množství Wöhlerových křivek je velmi časově i finančně náročné. Z tohoto důvodu bylo přednostně využito již dostupných – publikovaných experimentálních výsledků. Z tohoto množství grafů od různých autorů byl sestrojen jeden reprezentativní graf Wöhlerových křivek zohledňující všechny dostupné experimentální výsledky. Tento graf je znázorněn na obr. 2. Do grafu byly pro posouzení doplněny v závislosti na $E_{cd,min}$ a $E_{cd,max}$ (minimální a maximální úroveň tlakového napětí) výsledky popsané v kap. 4. Funkce v obr. 2 znázorňují úroveň únavového napětí pro jednotlivé hodnoty $E_{cd,min}$ od 0,2 do 0,8. U každé této funkce je pak zobrazena její příslušná polynomiální funkce. Ve vzorcích tedy po dosazení za „ x “, což je počet cyklů do porušení N obdržíme pro jednotlivé úrovně napětí $E_{cd,min}$ příslušné úrovně napětí $E_{cd,max}$. Z tohoto předpokladu vychází doporučení č. 2 uvedené v kap. 5.2. Z grafu lze tak jednoduše odečíst počet cyklů do porušení u jednotlivých posouzení. Červená čára znázorňuje počet cyklů do porušení doporučený dle aktuální normy – $N = 10^6$. Jednotlivé body pak značí výsledky jednotlivých posudků dle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 a Model Code 2010 a lze je tedy snadno porovnat s experimentálně stanovenými Wöhlerovými křivkami (jednotlivými funkcemi pro jednotlivá $E_{cd,min}$). Body, které se nacházejí vlevo od svislé červené čáry dle posouzení nevyhovují pro stanovený počet cyklů do porušení. Naopak u bodů, které se nacházejí v oblasti počtu cyklů do porušení 10^8 a více se jedná při daném napětí o nekonečnou únavovou pevnost (v tomto případě podporové oblasti). Na vodorovné ose se nachází exponent N , kdy po dosazení do jednoduchého vztahu 10^N dostaneme počet cyklů napětí při dané horní a dolní úrovni napětí, který je potřebný pro dosažení meze únavové odolnosti betonové konstrukce.



Obrázek 2: Reprezentativní Wöhlerovy křivky z experimentálních zkoušek (převzaty z publikovaných výsledků od dalších autorů) s vnesenými výsledky únavových posouzení dle ČSN EN 1992 a Model Code 2010 [1,2,3,4]

Z grafu na obr. 1 je vidět, že při dosazení výsledků posouzení dle ČSN EN 1992 [8, 9] a Model Code 2010 [10] do Wöhlerových křivek některá posouzení nevyhovují pro počet cyklů 10^6 (tzn. nacházejí se v grafu vlevo od svislé červené příčky). Jedná se především o zjednodušené posudky a posudky využívající ekvivalentního poškozujícího rozkmitu napětí. Pro posouzení založená na ekvivalentním poškozujícím rozkmitu napětí se využívají další podrobnosti, jako návrhová životnost, umístění posuzovaného průřezu v konstrukci (v poli, nad podporou, ...) apod. a uvažuje se zde rovněž hmotnost vlakových souprav včetně nákladu, která po mostě přejede za rok. Lze však říci, že vliv této hmotnosti na výsledky výpočtu je minimální a výpočetní postup bude vhodné podrobit dalšímu zkoumání a zřejmě zpřesnění. Obecně lze z dosažených výsledků říci, že zjednodušené metody jsou značně na straně bezpečné.

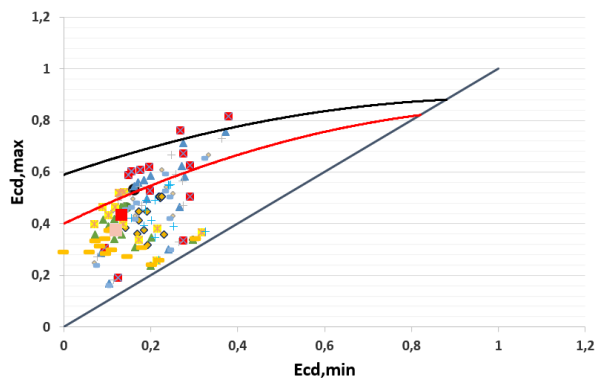
Hodnoty uvedených Wöhlerových křivek jsou znázorněny včetně redukčního součinitele materiálu pro beton, který je stanoven hodnotou 1,5, tedy stejně jako pro jednorázová namáhání (v souladu s ČSN EN 1992).

4.2. Další možné postupy výpočtu s využitím Goodmanových a Smithových křivek

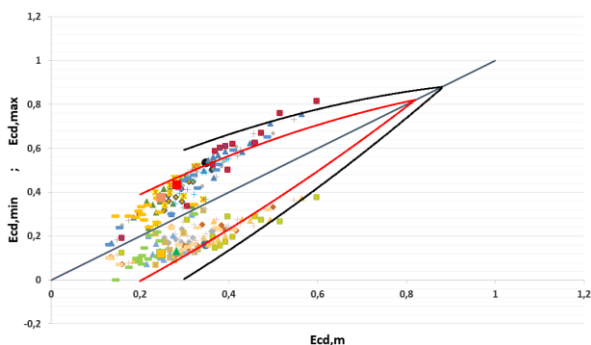
Dalšími obdobnými způsoby pro stanovení počtu cyklů do porušení v závislosti na rozkmitu napětí jsou například Goodmanovy nebo Smithovy křivky. Jedná se o období více využívaných Wöhlerových křivek. Jednotlivé body představují stejně jako u Wöhlerových křivek jednotlivé posouzení dle příslušných norem. V obou grafech červená křivka ohraničuje oblast s počtem cyklů do porušení 10^9 a černá křivka ohraničuje oblast s počtem cyklů do porušení 10^6 .

Goodmanovy křivky znázorňují opět závislost minimální a maximální úrovně napětí na osách a jednotlivé křivky pak zobrazují mocninel N (pro určení odpovídajícího počtu cyklů). V případě, že se bod vytvořený mezi $E_{cd,min}$ a $E_{cd,max}$ nachází uvnitř této uzavřené křivky, pak posudek pro daný počet cyklů vyhovuje.

Smithovy křivky fungují obdobným způsobem, pouze s tím rozdílem, že na vodorovné ose se nachází střední hodnota napětí. Na svislé ose pak nalezneme $E_{cd,min}$ a $E_{cd,max}$ (hodnoty vyjadřující úroveň napětí – podrobnosti viz kap. 4.1). Oba popsané typy křivek včetně posouzení jsou znázorněny na obr. 3 a obr. 4. [1]



Obrázek 3: Goodmanovy křivky pro stanovení počtu cyklů do porušení



Obrázek 4: Smithovy křivky pro stanovení počtu cyklů do porušení

5. DOPORUČENÉ ÚPRAVY POSTUPŮ PRO POSUZOVÁNÍ BETONU NA ÚNAVU

Vzhledem k dosaženým výsledkům jsou připravována doporučení pro úpravu stávajících postupů posuzování betonových konstrukcí na únavu. V této kapitole jsou uvedena dvě dosud rozpracovaná hlavní doporučení. Prvním je doporučení zaměřené na redukci únavového zatížení využívaného v jednotlivých posudcích. Toto doporučení vzniklo na základě výsledků z posouzení a zjištění sil a rozložení jednotlivých náprav skutečných vlakových souprav. Popis vzniku a výsledku tohoto doporučení je popsán v *kap. 5.1.*

Druhým doporučením je zpřesnění únavové odolnosti betonu s přímým využitím Wöhlerových křivek popsaných v *kap. 4.* Pro použití byly křivky parametrizovány způsobem, který je detailně popsán v *kap. 5.2.*

5.1. Redukce únavového zatížení

Z dostupných údajů bylo stanoveno reálné zatížení konstrukce a účinky tohoto zatížení na reálnou konstrukci. [6] Následně byly obdobným způsobem stanoveny účinky od zatížení doporučeného dle normy, tj. zatížení dopravou LM 71 včetně všech relevantních součinitelů.

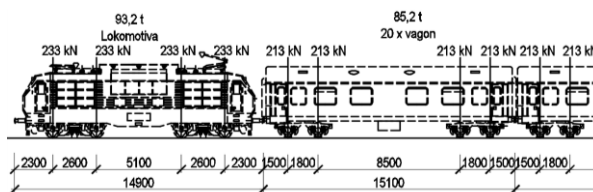
Návrh ekvivalentní vlakové soupravy byl proveden pomocí statistických metod ze skutečných údajů o vlakových soupravách vyskytujících se na uvažované mostní konstrukci. Z tohoto souboru vlakových souprav bylo snahou stanovit charakteristickou ekvivalentní vlakovou soupravu, kterou bude následně možno využívat pro posuzování betonu na únavu místo dosud využívaného modelu zatížení LM 71. Ekvivalentní vlaková souprava byla vytvořena pro kvantil odpovídající charakteristické kombinaci, tedy pro kvantil 95 %. Tato souprava by měla tedy reprezentovat charakteristické reálné únavové zatížení mostní konstrukce. Postup stanovení této soupravy byl následující. Nejprve byl stanoven počet vagonů ekvivalentního vlaku. Následně bylo přistoupeno k výpočtu, kde pomocí statistických metod, jako je průměr, směrodatná odchylka či výpočet požadované hodnoty pro daný kvantil byly stanoveny dvě veličiny. Těmito veličinami jsou síla na jednu nápravu a jednotlivé vzdálenosti mezi nápravami. Tyto vypočtené hodnoty byly následně zaokrouhleny u hmotnosti („síly na nápravu“) na 0,1 t a u vzdáleností na 0,1 m. Přehled jednotlivých parametrů navržené soupravy je uveden v *Tab. 1.* Na *obr. 5* je pak vzhled

ekvivalentní vlakové soupravy, která má jednu lokomotivu a 20 vagonů.

Další možností, jak zpřesnit hodnoty únavového zatížení pro výpočet, by mohlo být nalezení zpřesněné hodnoty součinitele k přenásobení modelu zatížení LM71 pro únavové posouzení. Pro definitivní návrh ekvivalentní vlakové soupravy a/nebo součinitele pro přenásobení LM71 bude nutno provést další výpočty a porovnání pro různé konstrukce. [5]

Tabulka 1: Přehled jednotlivých parametrů navržené ekvivalentní vlakové soupravy pro posuzování betonu na únavu (navrženo pro most přes Chodovskou ulici)

Ekvivalentní vlaková souprava			
Délka vlakové soupravy	316,9	m	
Délka lokomotivy	14,900	m	
Délka jednoho vagonu	15,100	m	
Lokomotiva - 1 x			
Vzdálenost od nárazníku k nápravě podvozku	Hmotnost na 1 nápravu (t)	Vzdálenost mezi nápravami jednoho podvozku (m)	Vzdálenost mezi poslední nápr. 1. podv. a první nápr. 2. podvozku (m)
2,300	23,300	2,600	5,100
Vagon - 20 x			
Vzdálenost od nárazníku k nápravě podvozku	Hmotnost na 1 nápravu (t)	Vzdálenost mezi nápravami jednoho podvozku (m)	Vzdálenost mezi poslední nápr. 1. podv. a první nápr. 2. podvozku (m)
1,500	21,300	1,800	8,500



Obrázek 5: Grafické znázornění části ekvivalentní vlakové soupravy

5.2. Zpřesnění únavové odolnosti betonu - přímé využití Wöhlerových křivek

Druhým doporučením je zpřesnění únavové odolnosti betonu pomocí přímého využití reálných Wöhlerových křivek popsaných v *kap. 4.* Základem tohoto doporučení je předpoklad přesnosti Wöhlerových křivek, které jsou stanoveny na základě experimentálních zkoušek množstvím autorů zabývajících se únavovou odolností betonových konstrukcí. V prvním kroku byly převzaty tyto Wöhlerovy křivky z dostupných publikací a z tohoto množství křivek byl vytvořen jeden graf Wöhlerových křivek zobrazený na *obr. 2*, které respektují všechny shromážděné křivky, čímž byla zaručena maximální možná přesnost. K tomu byla použita numerická parametrizace – křivky určené pro posuzování byly z publikovaných křivek stanoveny metodou nejmenších čtverců – viz *kap. 4.1* a *obr. 2*. Následně byly pro jednotlivé křivky vygenerovány jejich funkce, které jsou rovněž v tomto grafu na *obr. 2* popsány. Jedná se o polynomické funkce druhého stupně. Z těchto funkcí byl pro jednotlivé koeficienty A, B a C funkcí křivek $E_{cd,min}$ nalezen vztah opět podle metody nejmenších čtverců. Jedná se o

celkem tři koeficienty – polynomický, lineární a konstantní (označeny jako koeficienty A, B a C). Pro tyto koeficienty byly stanoveny vlastní grafy a jejich příslušné funkce. Po nalezení požadovaných křivek a jejich funkcí pro tyto koeficienty byl sestaven postup pro posuzování betonu na únavu pomocí přímého využití Wöhlerových křivek. Postup je založen na řešení těchto polynomických funkcí. Řešením je tedy nalezení kladného kořene pro rovnici 3.

Při využití tohoto postupu je nejprve nutné stanovit hodnoty úrovně únavového napětí pro $E_{cd,max}$ a $E_{cd,min}$. Následně z křivek pro jednotlivé koeficienty, případě z jejich příslušných rovnic, lze odečíst hodnoty jednotlivých koeficientů pro další výpočet. Stanovením koeficientů A, B a C obdržíme rovnici pro příslušné $E_{cd,min}$ ve formě dle rovnice 1.

$$E_{cd,max} = A * N^2 + B * N + C \quad (1)$$

Tak, abychom na levé straně dostali „0“, je nutné přesvést $E_{cd,max}$ na druhou stranu. Proto je nutné nejprve stanovit koeficient D dle rovnice 2.

Následně dle rovnice 3 stanovíme exponent N jako řešení kvadratické rovnice pro výpočet počtu cyklů napětí potřebného pro dosažení únavové odolnosti betonové konstrukce. [5]

$$D = C - E_{cd,max} \quad (2)$$

$$N = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A} \quad (3)$$

Po stanovení exponentu N jej dosadíme do vztahu 10^N a dostaneme počet cyklů napětí při dané horní a dolní úrovni napětí, který je potřebný pro dosažení únavové odolnosti betonové konstrukce. Pro posouzení je využito dílčího součinitele spolehlivosti materiálu pro beton hodnotou 1,5, který je využit ve výpočtu návrhové odolnosti betonu pro posouzení na únavu. Tato pevnost se následně promítne ve výpočtech $E_{cd,max}$ a $E_{cd,min}$.

Pro definitivní znění doporučení bude i v tomto případě nutno provést ještě řadu výpočtů pro různé typy konstrukcí a jejich zatížení pro stanovení konečné podoby tohoto doporučení.

6. ZÁVĚR

Výsledkem dosud provedeného výzkumu únavové odolnosti betonu a posuzování betonu na únavu jsou dvě doporučení pro úpravu stávajících postupů pro posuzování betonu na únavu. Obě doporučení jsou založena na dosavadních výsledcích popsání výzkumu. Prvním doporučením je redukce únavového zatížení betonových konstrukcí. Zde je stanovena nová podoba ekvivalentní vlakové soupravy, která by mohla být využívána při posouzení betonu na únavu a která lépe vystihuje skutečné únavové zatížení betonových mostních konstrukcí. Tato souprava byla stanovena statistickými metodami na základě skutečného zatížení jednoho mostu vlakovou dopravou. Součástí této metody bude po provedení dalších výpočtů návrh úpravy součinitele pro přenásobení modelu zatížení LM71 pro jeho

využití posouzení betonu na únavu. Druhým doporučením je návrh zpřesnění únavové odolnosti betonu, které je založeno na přímém využití reálných Wöhlerových křivek, které jsou pro tento účel numericky parametrizovány. Výsledkem tohoto postupu je stanovení počtu cyklů do porušení konstrukce v závislosti na maximální a minimální úrovni tlakového napětí.

PODĚKOVÁNÍ

Práce vznikla za podpory SGS 2022 a i nadále pokračuje. Dále je poděkování věnováno doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování této práce.

Reference

- [1] Hansen, M. Determination and assessment of fatigue stresses on concrete bridges, *Structural Concrete*, 21(4), 2020, pp. 1286–1297. doi: 10.1002/suco.201900432
- [2] KIM, J.-K.; KIM, Y.-Y. Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete. *Cement and Concrete Research*, 1996, 26.10: 1513-1523.
- [3] MIAO, Y.-Y.; NIU, D.-T.; CHENG, N. Durability of Concrete Under the Combined Action of Carbonization and Fatigue Loading of Vehicles. *Science of Advanced Materials*, 2019, 11.12: 1781-1787.
- [4] PAYMAN, A., SZYMANSKI, M. *Fatigue in Plain Concrete*, Göteborg, 2006
- [5] MIKLAS, P. *Fatigue resistance of concrete bridge structures. Mezinárodní Masarykova konference 2022, 2022*, pp 1323-1333 ISBN 978-80-87952-37-5.
- [6] Správa železnic, s.o., *Podklady přejezdů jednotlivých vlakových souprav přes most Chodovská*, 2016
- [7] Správa železnice, s.o., *Archivní dokumentace mostu Chodovská TU 0206 km 3,007*
- [8] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí*
- [9] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*
- [10] fib, (2013), *Model Code 2010 for Concrete Structures 2010*. ISBN 978-3-433-60409-0

MASONRY FROM SMALL-FORMAT PRECAST UNITS

*Kristýna Richterová, **

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thákurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
kristyna.richterova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Výstavba zděných konstrukcí je fyzicky náročná práce, avšak opakovatelnost pracovního postupu a pravidelnost zdiva vybiřejí dlouhodobě k mechanizaci procesu zdění.

V úvodní části příspěvku jsou představeny možné alternativy mechanizace a technologie pro usnadnění a zvýšení efektivity zdění a na základě zhodnocení kladů a záporů uvedených systémů rozvedena myšlenka maloformátové prefabrikace a její montáž pomocí malých jeřábů. Praktickou částí výzkumu jsou mechanické zkoušky zdiva ze zděných prefabrikátů, kdy článek představuje první výsledky, a to z tlakové zkoušky. U zkušebních vzorků byla stanovena charakteristická pevnost zdiva v tlaku a popsán způsob porušení. Získané poznatky ze zkoušky byly porovnány s vlastnostmi tradičního zdiva. V diskuzi je dále popsána rozvaha nad budoucími plány výzkumu na téma prefabrikace zdiva.

KLÍČOVÁ SLOVA

Zdivo • Prefabrikace • Robotické zdění • Pevnost v tlaku • Vazba zdiva

ABSTRACT

Bricklaying is a physically demanding job, but the repeatability of the workflow and the regularity of the masonry encourages the mechanization of the masonry process in the long term.

In the introductory part of the paper, possible alternatives of mechanization and technology to facilitate and increase the efficiency of masonry are presented, and the idea of small-format prefabrication and their assembly by small cranes is elaborated on the basis of an evaluation of the pros and cons of these systems. The practical part of the research is the mechanical testing of precast masonry, where the paper presents the first results, namely from a compression test. The characteristic compressive strength was determined for the test samples and the failure mode was described. The test findings were compared with the properties of traditional masonry. Further research plans on the topic of precast masonry are described in the discussion.

KEYWORDS

Masonry • Precast production • Robotic masonry • Compressive strength • Masonry bond

1. INTRODUCTION

The masonry process is one of the most physically exacting construction tasks. Bricklaying is a repeated movement of heavy objects over a long period of time – joining bricks together with mortar in a regular bond. The repeatability of the workflow and the regularity of the masonry construction make it seem perfectly suited for mechanization. The first attempts to mechanize bricklaying date back to the early 20th century, however it was not until the early 21st century that they became more widely used. Automatic masonry production lines are used in production halls for prefabrication of masonry and mechanization of masonry construction in the form of a robotic arm is applied on construction sites.

Precast masonry wall panels are produced using automated production lines by companies such as Redbloccsystems®, Rimatem® or Rötzer® Ziegel Element Haus, which have been presented in more detail (Richterová 2021).

References to robotic masonry technology in the form of a robotic arm can be found in publications from the late 20th century. Examples include the “BLOCKBOT”, a robot to automate construction of cement block walls (Slocum & Schena 1988), the prototype of a robotic bricklaying system from 1993 (Altobelli et al. 1993), the prototype of the mobile bricklaying robot “BRONCO” or the development of the “ROCCO” bricklaying robot system (Andres et al. 1994). In most cases, these systems ended up only on paper or in the form of a prototype that did not find application in practice. There are currently a handful of systems for automated bricklaying on the market that could become fully-fledged options for masonry construction.

- Hadrian X® by Fastbrick Robotics is the first mobile robotic blocklaying machine that can safely work outdoors in an uncontrolled environment. Construction of masonry using this robotic system is very fast and accurate and has already been used on several commercial construction sites abroad. The system consists of a boom (arm) that is mounted on the truck (FBR 2018).

* Supervisor: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.



Figure 1: *Hadrian X® by Fastbrick Robotics*

- SAM 100 by Construction Robotics is a mechanized masonry system that has found its application in practice since 2015. The system consists of a robotic boom, a mortar dispenser and conveyor belt that is mounted on a wheeled chassis (Construction Robotics 2022).



Figure 2: *SAM 100 by Construction Robotics*

- Dekmatic is a system developed by DEK in cooperation with the Department of Construction Technology at the CTU. The system enables robotic bricklaying and 3D printing on site (DEK 2023).



Figure 3: *Dekmatic by DEK in cooperation with CTU*

There are other systems to make bricklaying easier and more efficient, such as so-called bricklayer's assistants. In the first instance, these are machines in the form of mini-cranes that can be used to more easily and faster moving especially large and heavy masonry elements within the construction (Construction Robotics 2022, Xella Group 2023). An interesting system for making the work of masons easier is the system named Exoskeleton by FRACO (Dutil, C. 2020). The system is based on a model that was developed for the military and is designed to reduce

the strain on the mason's muscles during the handling of masonry elements and the masonry process.



Figure 4: *Mini-crane by Xella*



Figure 5: *Exoskeleton by FRACO*

All these options have their pros and cons. Automated production lines for prefabricating masonry in production halls are expensive and dimensionally demanding, and for precast masonry wall panels, it is necessary to think about transporting and assembling the precast panels with a crane as well. Robotic masonry technology, on the other hand, faces the challenges of applying mortar to the bricks and then achieving a clean mortar joint without human intervention. The behavior of mortar can be likened to that of a non-Newtonian fluid, which poses complications for brick laying using robotic masonry technology. It is therefore necessary to constantly check the flatness of the masonry. With robotic masonry technology, you also need to think about the logistics of the equipment needed on the construction site. The masonry assistants are only a relief for the masons, but compared to the two systems mentioned above, they are more portable due to their small size.

Based on the knowledge gained from these innovative options for masonry construction, the idea of small-format precast masonry was developed, where the small-format precast elements would be assembled on building site using small cranes. The small size of the precast units would greatly simplify transport logistics, ensure greater accuracy in the masonry wall area and the use of small cranes in combination with the precast units would ensure more efficient and less physically demanding job compared to the conventional method of masonry construction.

2. SMALL-FORMAT PRECAST UNITS MECHANICAL PROPERTIES OF MASONRY PART 1: COMPRESSIVE STRENGTH

A masonry wall is an assemblage of masonry units laid in a specified pattern and joined together with mortar. In terms of mechanical properties, it is characterized by good compressive strength, but the shear and bending strength of masonry is considerably lower. In the case of the assumption of masonry made of small-format precast masonry units, two different types of bonds are formed in the masonry. Therefore, it is advisable to verify the mechanical properties of the masonry structure made of these precast units. In the first phase of the research, the compressive strength of the masonry is going to be verified (described in this paper) and then shear and bending tests are going to be carried out to verify the remaining mechanical properties.

* Supervisor: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

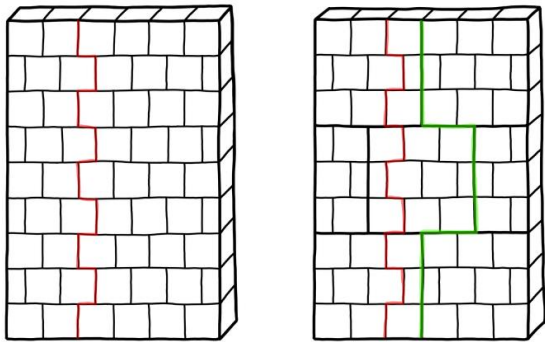


Figure 6: Bond(s) of masonry in traditional masonry wall and in wall of small-format precast units

2.1. Test sample

Clay blocks of dimensions 300x249x247 millimeters were used to determine the initial compressive strength of masonry assembled from small-format masonry units. The average strength of the clay blocks used is 12.5 MPa. Cementless system masonry mortar was used to produce precast units (3x3 clay blocks) and also for the construction of test walls made of precast units. The compressive strength class of the mortar used is M1. The expected characteristic compressive strength of the masonry from the tests carried out was around 4,5 MPa. This value of compressive strength (value for traditional masonry) is based on the technical documentation of used clay blocks and mortar. Two samples of dimensions 1500x2250x300 mm were tested in total.

Table 1: Basic data for compressive strength of masonry

Sample	Masonry wall	Precast units	Masonry unit: Clay block	Bed joint: Cementless system mortar	Head joint: Polyurethane two-component reaction adhesive	
	Dimension [mm]	Dimension [mm]	Dimension [mm]	f_u [MPa]	Strength class	
A	1500x2250	750x750	300x249x247	12.5	M1	Without mortar
B	1500x2250	750x750	300x249x247	12.5	M1	With mortar between precast units

2.2. Arrangement of the test

The samples were loaded at a rate of 2.025 kN/s according to ČSN EN 1052-1 and sensors were installed to monitor the deformation.

- The sensors marked 02 and 03 placed across the two bed joints of the precast units measured the vertical deformations.
- The sensors marked 06 and 07 measured the horizontal deformations at the head joint of the precast units.
- The sensors marked 08 and 09 measured the horizontal deformations at the interface of the two precast units.
- The sensors marked 04 and 05 measured the shear deformations at the head joint at the interface of the two precast units.

Gypsum targets in the panel surface were also made. A scheme of the test to determine the compressive strength of masonry is shown in Figure 7.

The resulting compressive strength of the masonry and the secant modulus of elasticity of the masonry were determined according to following equations (symbols are explained in Table 2 and 3):

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i} \quad (1)$$

$$f_k = \min \left[\frac{f}{1,2}; f_{i,min} \right] \quad (2)$$

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3\varepsilon_i A_i} \quad (3)$$



Figure 7: Test scheme for determining the compressive strength of masonry

* Supervisor: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

3. RESULTS

From the results obtained (Table 2, Figures 9 and 11) it is clear that the test sample B (the head joints between the precast units filled with polyurethane mortar) performed slightly better in the masonry compressive strength test. The measured deformations (measured up to a load value $F = 1214.19$ kN due to concerns about damage of the technical equipment) and the calculated values of the relative deformations are negligible in both cases and the failure mode of the sample (Figures 10 and 12) corresponds to the expected failure of the masonry under compression (Figure 8).

Secant modulus of elasticity of masonry was calculated from the measured strain values of sensor 02 and 03. These sensors measured vertical deformations over length of 1000 mm (see

Figure 7). For the calculation of the modulus of elasticity, the measured deformations for stresses equal to one third of the compressive strength of the masonry according to ČSN EN 1052-1 were used.

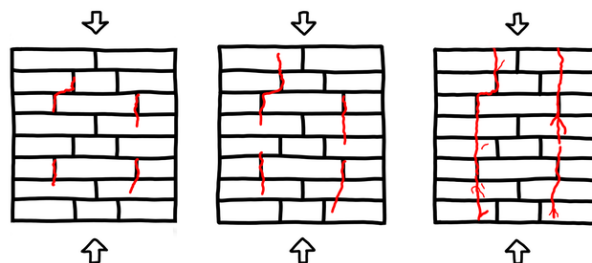


Figure 8: Typical crack pattern of a compressed masonry wall

Table 2: Measurement results – Characteristic compressive strength of masonry (according to ČSN EN 1052-1)

Sample	Loaded	The highest load force	Compressive strength	Characteristic compressive strength of masonry ⁽¹⁾	
	cross-sectional area A_i [mm ²]	value achieved $F_{i,max}$ [kN]	of the masonry of the sample f_i [MPa]	$f_k = f/1.2$ [MPa]	$f_k = f_{i,min}$ [MPa]
A	450 000	2140.56	4.76	3.97	4.76
B	450 000	2324.97	5.17	4.31	5.17

⁽¹⁾ Number of samples in each measurement = 1 test sample

f Average compressive strength of masonry

$f_{i,min}$ The lowest value of the compressive strength of the masonry of an individual masonry test sample

Table 3: Measurement results – Secant modulus of elasticity of masonry (according to ČSN EN 1052-1)

Sample	Deformation	Deformation	Average	Measured	Relative	Secant modulus
	sensor 02 [mm]	sensor 03 [mm]	deformation [mm]	length [mm]	deformations ϵ_i [-]	of elasticity E_i [MPa]
A	0.7837	1.0197	0.9017	1000	0.00090	1758.52
B	0.8753	0.6695	0.7724	1000	0.00077	2229.63

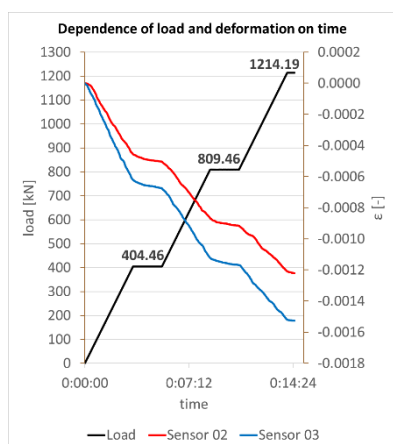


Figure 9: Sample A – relative deformations

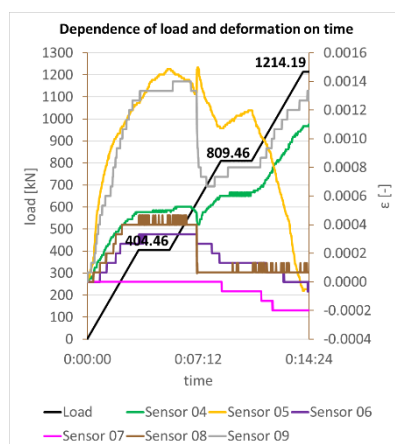


Figure 10: Sample A – failure mode

* Supervisor: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

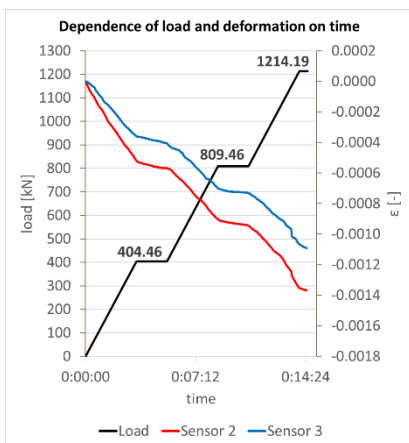


Figure 11: Sample B – relative deformations

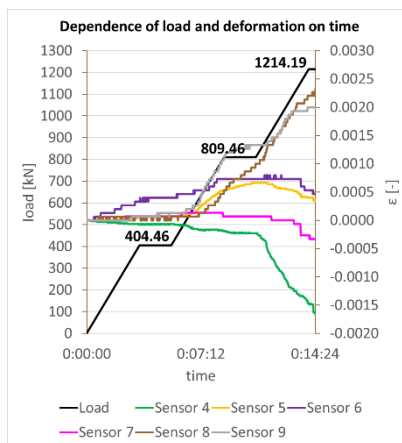


Figure 12: Sample B – failure mode

4. DISCUSSION

Masonry is mainly used for the design of compressed structures; therefore, the compressive strength of masonry was investigated in the first phase of the research. The test carried out on the test samples did not show significantly different behavior compared to traditional masonry. In the first phase of loading, the first short tensile cracks appeared, followed by their extension through the individual masonry rows, and finally the formation of continuous crack when the load reached the ultimate limit.

The calculated values of the characteristic compressive strength of the masonry from the tests carried out are in favour of sample B. The calculated value of characteristic masonry strength for sample B is 4.31 MPa, which is approximately 5 % less than the declared value for traditional masonry stated in the technical data sheets. For sample A (without mortar in the head joints between the precast units), the difference is even slightly greater – a difference of approximately 10 % compared to traditional masonry. The resulting values of the characteristic compressive strength of the masonry obtained from performed tests need to be verified in detail on more test samples to obtain objective test results.

The measured deformations for both samples are very small and in the tenths of millimetres. The largest strain values were recorded by sensors 02 and 03, which measured vertical deformations (see Figure 7). The measured horizontal and shear deformations are completely negligible.

The results presented in Table 3 show that the application of mortar between the head joints of the precast masonry units has a relatively significant effect on the value of the modulus of elasticity of the masonry. For samples A and B, the final value of the modulus of elasticity of the masonry differs by more than 20 %, where the higher value belongs to sample B ($E_B = 2229.63$ MPa)

However, situations can occur (wind, ground settlement, earthquakes) where masonry is subjected to tensile and shear forces.

According to the character of masonry of the small-format precast units, different behavior of the masonry structure so constructed can be expected.

For the sample A, a relatively long head joint (tongue and groove) in masonry surface is formed, which represents a weak part of the masonry structure, particularly under the adverse loading conditions mentioned above. In sample B, the contact joints between the small-format precast units are grouted. With a suitable selected mortar – see (Richterová 2021) – it can be expected to achieve better results from the planned mechanical tests compared to sample A, or even traditionally constructed masonry.

In case of positive results from mechanical tests, small-format prefabrication of masonry using mini-cranes on site would be a good alternative to make construction more efficient and improve the quality of masonry buildings. In addition, the transportation, handling, and installation of small-format precast masonry would be considerably easier and more affordable compared to the construction of buildings made of precast masonry wall panels. Another advantage over wall precast panel is the ability to mechanically bind the precast masonry units in the corner of masonry construction.

5. CONCLUSIONS

The idea of constructing masonry buildings from small-format precast masonry units is a great way to achieve quality masonry construction in a faster time with easier logistics of precast masonry to the construction site. Compared to the construction of precast masonry wall panels, there would also be an elimination of additional handling and assembly components, which would be replaced by the mere presence of a mini-crane on construction site. The integrity of the masonry structure would be ensured by traditional bonding between the small-format precast masonry units – as opposed to the continuous joints of precast masonry wall panels.

The calculation relations and values in the standard ČSN EN 1996-1-1 are related to traditional masonry structures, there-

* Supervisor: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

fore it is necessary to verify the mechanical properties of masonry made of small-format precast units, to make sure that there is no significant change in the behavior of the masonry structure under compressive, shear and bending stresses. The first results obtained in the compressive strength test were positive, but it can be expected that in the case of shear and bending stresses the test results may not agree with the values of a traditionally constructed structure.

The shear and bending test of small-format precast masonry will be preceded by the design of concept of individual tests. Their subsequent aim will be to demonstrate the suitability of the small-format precast masonry concept for the constructions of masonry buildings.

ACKNOWLEDGEMENTS

The acknowledgement belongs to company Heluz, which shielded the mechanical tests. The financial support of the internal CTU grant SGS22/090/OHK1/2T/11 is gratefully acknowledged.

References

- Richterová, K. (2021), Precast masonry wall panels [Master thesis]. Czech technical university in Prague.
- Slocum, A. H., & Schena, B. (1988), Blockbot: A robot to automate construction of cement block walls. *Robotics and Autonomous Systems*, 4(2), 111-129. [https://doi.org/10.1016/0921-8890\(88\)90020-6](https://doi.org/10.1016/0921-8890(88)90020-6)
- Altobelli, F., Taylor, H. F., & Bernold, L. E. (1993), Prototype Robotic Masonry System. *Journal of Aerospace Engineering*, 6(1), 19-33. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0893-1321\(1993\)6:1\(19\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0893-1321(1993)6:1(19))
- Andres, J., Bock, T., Gebhart, F., & Steck, W. (1994), First Results of the Development of the Masonry Robot System ROCCO: a Fault Tolerant Assembly Tool. *Automation and Robotics in Construction* Xi, 87-93. <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-82044-0.50016-3>
- FBR: Innovation in the making. (2018), Retrieved March 4, 2023, from <https://www.fbr.com.au/view/hadrian-x>
- Construction Robotics. (2022), Retrieved March 4, 2023, from <https://www.construction-robotics.com/sam-2/>
- DEK. (2023). DEK. Retrieved March 4, 2023, from <https://www.dek.cz/dekmatic>
- Construction Robotics. (2022), Retrieved March 4, 2023, from <https://www.construction-robotics.com/mule/>
- Dutil, C. (2020). Exoskeletons for Bricklayers: Science Fiction is Now Reality. <https://www.masonrymagazine.com/blog/2020/06/01/exoskeletons-for-bricklayers-science-fiction-is-now-reality/>
- Xella Group: assembly technology. (2023), Xella. Retrieved March 4, 2023, from https://www.xella.cz/cs_CZ/montazni-technika?fbclid=IwAR0WeDcgI2O7qiYG4tYLSnF68k9-JWSq0qJ0YONie7aAAVX1kFqdnPuc4fg
- ČSN EN 1996-1-1 +A1 (731101). (2013), Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structure. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 1052-1 (732320). (1999), Methods of test for masonry – Part 1: Determination of compressive strength. Český normalizační institut.

SKOŘEPINA BETONOVANÁ DO PLETENÉ MEMBRÁNY

Martin Salák, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
martin.salak@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek popisuje užití pleteného membránového bednění jako levnější a ekologičtější variantu ke klasickým technologiím. Popisuje rozdíly mezi použitím rovinné pleteniny a strojově upletené 3D nerovinné varianty.

Dále se článek zabývá postupem návrhu. Popisuje, jaký má volba tuhosti vlákna a pletacího vzoru vliv na tvar vypnuté konstrukce, a limity této metody. Zaměřuje se i na specifika návrhu tenkých betonových skořepin.

Závěrem je v článku popsán pokus v malém měřítku, jenž se snaží popsat různé možnosti tvorby pleteného bednění ztuženého tenkou vrstvou cementové směsi.

KLÍČOVÁ SLOVA

pletené bednění • dvojité zakřivené konstrukce • skořepina • beton • membrána

ABSTRACT

In this article, the use of a knitted membrane as a formwork for doubly curved surfaces is explored as a cost-effective and environmentally friendly alternative to traditional techniques. The differences between a flat membrane stretched to a non-flat final shape and a machine-made 3D non-developable surface are discussed in detail.

Additionally, the paper outlines the design process, which involves selecting the appropriate thread and knitting pattern for the knitted membrane based on the final structure's shape, as well as the design of a thin concrete spatial shell.

Finally, small-scale models are presented as proof of concept for this approach. These models include a flat sheet of knitted fabric and a hand-knitted non-developable piece of fabric, both reinforced with a cement mixture to achieve the required bearing capacity and withstand the weight of fresh concrete mixture without significant deformation.

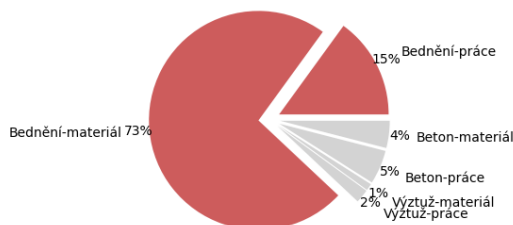
KEYWORDS

concrete • knitted formwork • thin shell • membrane • double curvature

1. ÚVOD

Beton je nejpoužívanější stavební materiál na světě. "Tekutá" směs může být tvarována do téměř libovolného tvaru. Tím pádem je možné dosáhnout nejen vysokých architektonických kvalit, ale i

těch strukturálních, kdy dobrou alokací materiálu na základě působícího zatížení lze dosáhnout subtilnějších, efektivnějších konstrukcí. Jak je však vidět na obrázku 1, největší náklady pro složitěji tvarované konstrukce s sebou nese výstavba, a to především materiál a práce spojená s bedněním. (Schipper & Grünwald 2014)



Obr. 1: Rozložení nákladů na dvojité zakřiveném betonovém prvku

Samotné bednění s prací spojenou s jeho výstavbou může tvořit přes 80% nákladů na výstavbu dvojité zakřivených prvků. Obvyklý postup výstavby takovéto konstrukce je využití strojově obráběného polystyrenu. Takové řešení je však velmi drahé, zdlouhavé a vytváří značné množství odpadu.

1.1. Složitost tvaru

K popsání složitosti tvaru nám může sloužit Gaussova křivost. Ta je rovna násobku křivosti ve dvou hlavních směrech. Pokud je rovna 0, může se jednat o rovinu nebo například tvar klenby. Ta je křivá pouze v jednom směru a ve druhém je rovná. Klenba je relativně jednoduchý tvar, lze například vytvarovat pouhým ohnutím papíru.

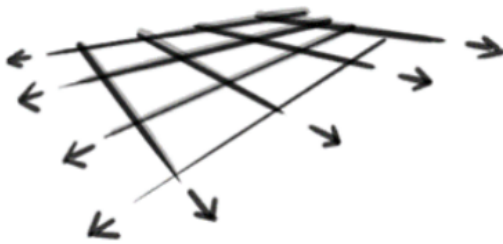
Dále máme kopule jenž mají Gaussovu křivost kladnou. Poslední variantou je záporná Gaussova křivost, jež značí křivost opačných znamének v hlavních směrech. Jako příklad lze uvést tvar sedla (parabolický hyperboloid).

1.2. Membránové bednění

Jak bylo zmíněno, dvojité zakřivené konstrukce jsou nejnáročnějšími na pracnost. Naštěstí, pro konstrukce se zápornou Gaussovu křivostí můžeme využít membrány. Ty musejí být předepnuty ve dvou směrech působících proti sobě (viz obrázek 2), aby získaly tvarovou stálost.

Vypnout membránu do požadovaného tvaru je náročný proces. Tvorba složitějšího tvaru může vyžadovat velký počet předpínacích lan a zdlouhavý iterační proces. Musí být brán v potaz

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.



Obr. 2: Vypnutí membrány

nejen účinek jednotlivých kabelů na sebe navzájem, ale i následné zatížení betonovou směsí.

1.3. Pletené bednění

Membrána může být vyrobena z různých materiálů, pletenina však nabízí nespočet výhod vyplývajících nejen z možností strojového pletení:

- Vysoká míra elasticity dovoluje užití rovinné membrány i pro složitější tvary
- Lze uplést přímo do daného 3D nerovinného tvaru
- Dovoluje upletení kapes či kanálků pro předpínací kabely
- Vysoká variabilita vláken pro pletení ovlivňující výslednou tuhost

2. METODY NÁVRHU

Tato kapitola popisuje možnosti a překážky v postupu návrhu skořepiny betonované do pleteného bednění.

2.1. Volba pleteniny

Postup návrhu se odvíjí od toho, zda pletenina bude rovná, nebo již upletená v určitém tvaru.

2.1.1. Rovná pletenina

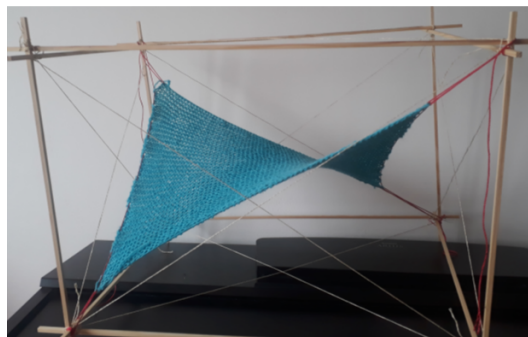
Jednodušší z variant je použití rovinné pleteniny. Ta lze, díky její pružnosti, vypnout do požadovaného tvaru. Na obrázku 3 je znázorněna rovinná pletenina přibližných rozměrů 10x10 cm vypnutá do tvaru hyperbolického paraboloidu. Ne všechny látky nebo pleteniny je možné vypnout do takového, dvojitě zakřiveného tvaru. Podle jejich tuhosti v tahu se buď roztáhnou do požadovaného tvaru, nebo se zkrabatí. Pro složitější tvary je pak nutné sešívát části dohromady.

2.1.2. 3D pletenina

Na pletacím stroji lze uplést nerovinný tvar, který bude přirozeně zaujímat předem daný tvar. Lze tak vytvořit složitější tvary než s rovinnou pleteninou bez nutnosti sešívání. Zároveň je možné uplést vícevrstvou pleteninu, dovolující umístění například kanálků pro předpínací kabely, a tím zmenšit jejich počet a celkově snížit obtížnost provádění.

Na obrázku 4 je ručně pletená pletenina. I bez předpětí, sama od sebe zaujímá tvar podobný sedlu, tvar který nelze vytvarovat z rovné látky, aniž by se natahovala či zkrabatila.

Ač je 3D pletenina lákavým a v mnoha případech velmi zjednodušujícím pomocníkem, provází ji také mnoho překážek. I když jde



Obr. 3: Rovinná pletenina vypnutá do nerovinného tvaru



Obr. 4: Ručně pletená 3D pletenina

uplést prakticky jakýkoli možný tvar, tak zadání daného tvaru pletacímu stroji není plně automatizované a vyžaduje zkušeného pletáře. V současnosti se však zlepšují možnosti automatizace (Popescu 2019). Dále vyžaduje vysokou počáteční investici, profesionální pletací stroj schopný využít výše popsané možnosti stojí v řádech jednotek milionů korun.

Proto se zbytek článku věnuje především rovinným pleteninám.

2.2. Membrána

Ať už se jedná o rovinnou či 3D tvarovanou pleteninu, je třeba navrhnout předpínací síly v kabelech formujících předpětí pleteniny a její případnou deformaci po zatížení betonovou vrstvou.

K zjištění finálního tvaru předpjeté, případně i zatížené membrány lze využít dostupného softwaru. Mezi běžně používané lze zařadit plugin Kangaroo do prostředí Rhino (*Kangaroo documentation* n.d.) nebo například form finding addon pro Dlubal RFEM (*DLubal RFEM Form Finding* n.d.).

Postup výpočtu tvaru konstrukce lze ukázat na běžné metodě používané pro tyto účely - dynamické relaxaci. Ta přetvoří statickou úlohu na dynamickou a následně v krocích hledá rovnováhu sil na konstrukci. Finální tvar nalezneme minimalizací potenciální energie celé konstrukce. Při zavedení viskozního útlumu a diskretizaci konstrukce do bodů, lze zapsat dynamickou relaxaci následovně (Rombouts et al. 2019):

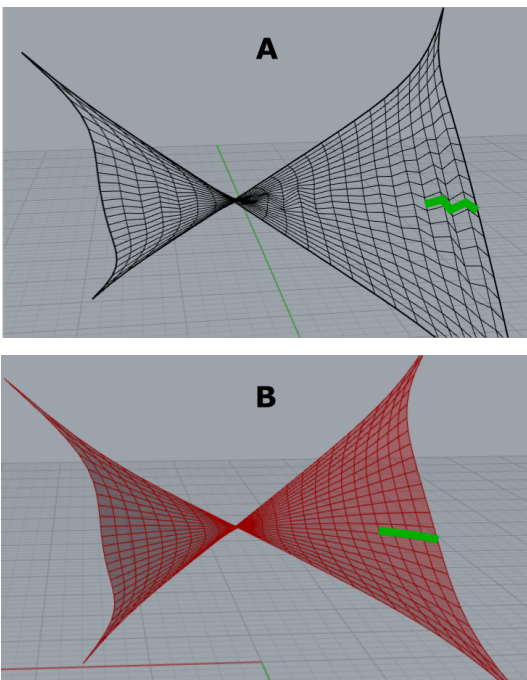
$$R_{ix}^t = M_{ix} * \dot{V}_{ix}^t + C_i * V_{ix}^t \quad (1)$$

Přičemž:

R_{ix}^t je zbytková síla v bodu i, čase t a směru x
 M_{ix} je hmota působící v bodu i a směru x

\dot{V}_{ix}^t je zrychlení v bodu i , čase t a směru x
 C_i je faktor viskózního útlumu pro bod i ve směru x
 V_{ix}^t je rychlost v bodu i , čase t a směru x

Na následujícím obrázku 5 je znázorněn rozdíl mezi dvěma pleteninami. Pletenina A nemá dostatečnou tahovou kapacitu pro to, aby mohla být vypnuta do požadovaného tvaru. Na rozdíl od ní pletenina B je schopna se přetvořit natolik, že vytvoří hladký povrch požadovaného tvaru. Nelze však dosáhnout všech tvarů pomocí rovny pleteniny. Při složitějších tvarech se vždy začnou objevovat místa, která nejsou dostatečně vypnutá nebo jsou zkrabacená.



Obr. 5: Porovnání vypnutí pleteniny

2.3. Betonová skořepina

Vnitřní síly lze rozdělit na dvě kategorie. Ty, které působí v rovině skořepiny, a ty, které působí kolmo na její rovinu (Iskhakov & Ribakov 2015).

Prvky působící v rovině skořepiny F_N :

- Normálové síly N_x a N_y
- Smyková síla $N_{x,y}$

Prvky působící kolmo na rovinu skořepiny F_M :

- Ohybové momenty M_x a M_y
- Smykové síly V_x a V_y
- torzní momenty $M_{x,y}$ a $M_{y,x}$

A protože tuhost v rovině tenkostěnných skořepin je mnohem vyšší než tuhost ohybová, můžeme dále konstatovat, že všechny vnitřní síly budou přenášeny pouze v rovině prvku a ostatní vnitřní síly budou zanedbány:

$$F = F_N + F_M; F_M \approx 0; F_N \approx F \quad (2)$$

Předchozí úvaha však neplatí v podporách a jiných okrajových prvcích skořepiny. Tam vznikají lokální ohybové momenty a konstrukce tam je obvykle zesílena okrajovými žebry.

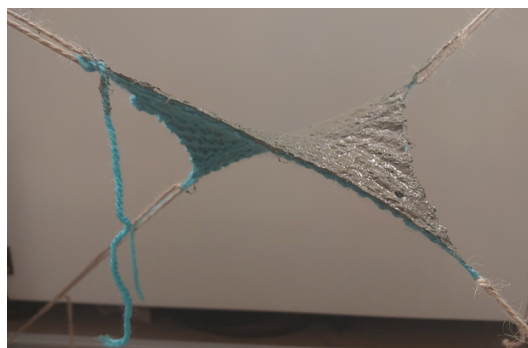
Skořepiny s negativní Gaussovou křivostí (například zmiňovaný tvar sedla) jsou konvexní v jednom směru a konkávní v druhém. Konvexní tvar ve skořepinách vyvolává tahy, zatímco konkávní tlaky. Díky tomuto prostorovému působení jsou často skořepiny velice tenké konstrukce. Poměr mezi jejich tloušťkou h a rozpětím l_{\min} často značně nedosahuje ani $1/100$:

$$\frac{h}{l_{\min}} \leq \frac{1}{100} \quad (3)$$

3. VÝSLEDKY

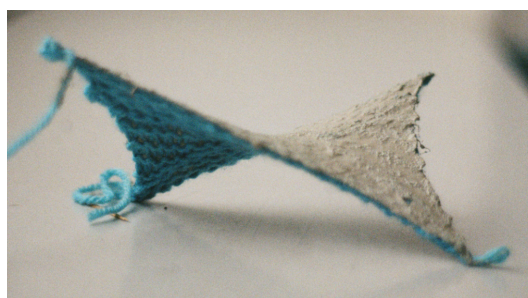
Úvodní pleteniny byly v krátkém praktickém pokusu zpevněny pomocí cementové směsi.

Rovinná pletenina byla vypnuta do tvaru sedla a následně na ní byla nanášena tenká vrstva směsi cementu s vodou v poměru $w/c = 0.5$. Na obrázku 6 je nanášena čerstvá vrstva cementové směsi na bedněni.



Obr. 6: Průběh aplikace cementové směsi

Tenká vrstva cementové směsi nemá za úkol sloužit jako výsledná konstrukce, ale pouze zpevnit pružnou pletenou membránu, aby nedocházelo k nadměrnému průhybu při aplikaci nosné betonové vrstvy. Hotová miniatura bedněni je na obrázku 7.



Obr. 7: Hotová miniatura rovinného pleteného bedněni ztuženého tenkou vrstvou cementové směsi

3D pletenina byla namočená do cementové směsi s vodním součinitelem $w/c = 1$ a následně bez vypínání vytvarována do jejího přirozeného tvaru. Hotový prvek je na obrázku 8



Obr. 8: Hotová miniatura pleteného 3D bednění ztuženého tenkou vrstvou cementové směsi

4. ZÁVĚR

Současné trendy architektury se vrací k přírodnějším tvarům, které se často řeší různými skořepinami. Beton však především cenou zaostává za jinými materiály. Pletené bednění se nabízí jako levnější a k přírodě šetrnější řešení než frézovaný polystyren.

Byly popsány výhody, nevýhody i specifikace návrhu membránového bednění i tenkostěnných betonových skořepin.

Na závěr byly vytvořeny dva miniaturní prototypy bednění. Jeden z rovinné pleteniny vypnuté do tvaru hyperbolického paraboloidu a následně zpevněné tenkou cementovou vrstvou. Druhý byl upleten přímo do 3D tvaru, namočen do tekuté cementové směsi, aby následně ztuhl v přirozeném tvaru, ve kterém byl upleten, bez potřeby napínání.

Poděkování

Poděkování patří Českému vysokému učení v Praze za finanční podporu v rámci projektu SGS23/038/OHK1/1T/11.

References

- DLubal RFEM Form Finding* (n.d.), [online].
URL: <https://www.dlubal.com/en/products/rfem-and-rstab-add-on-modules/tensile-membrane-structures/rf-form-finding>
- Iskhakov, I. & Ribakov, Y. (2015), *Design principles and analysis of thin concrete shells, domes and folders*, CRC Press.
- Kangaroo documentation* (n.d.), [online].
URL: <https://github.com/Dan-Piker/Kangaroo-Documentation/blob/master/Kangaroo242ReleaseNotes.pdf>
- Popescu, M. A. (2019), *KnitCrete: Stay-in-place knitted formworks for complex concrete structures*, PhD thesis, ETH Zurich.
- Rombouts, J., Lombaert, G., De Laet, L. & Schevenels, M. (2019), 'A fast and accurate dynamic relaxation approach for form-finding and analysis of bending-active structures', *International Journal of Space Structures* **34**(1-2), 40–53.
- Schipper, H. & Grünewald, S. (2014), *Efficient material use through smart flexible formwork method*, in 'ECO-Crete: International Symposium on Environmentally Friendly Concrete, Reykjavik, Iceland, 13-15 August 2014'.

NÁVRH NABETONÁVKY Z UHPFRC

Daniel Samek, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
daniel.samek.1@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Zesílením pomocí nabetonávky z ultra vysokohodnotného betonu vyztuženého vlákny (UHPFRC) je možné u železničních mostů zvýšit zatížitelnost nosné konstrukce v podélném i v příčném směru, zesílit připojení bočních prefabrikovaných konzol k nosné konstrukci i využít vrstvu UHPFRC ke zvýšení ochrany povrchu nosné konstrukce proti vodě atd. Dosud byl proveden návrh a výroba zkušebních těles a ověření přípoje konzoly před realizací UHPFRC nabetonávky.

Tento článek představuje návrh UHPFRC nabetonávky včetně výztuže pro již dříve vyrobené zkušební těleso. Článek poskytuje přehled vlastností materiálu UHPFRC a jeho vhodnosti pro použití při navrhování nabetonávek. Podrobně se zabývá přístupem k navrhování nabetonávky UHPFRC, včetně výpočtu ohybových momentů a posouvajících sil. Rozhodujícím zatížením pro návrh nabetonávky zkušebního tělesa v příčném směru jsou účinky vykolejeného vlaku. Návrh nabetonávky je prováděn s odkazem na různé návrhové předpisy a normy, včetně francouzských norem NF P18-710, fib Model Code 2010 či Technických pravidel ČBS 07 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC).

KLÍČOVÁ SLOVA

Betonové mosty • Zesilování • Obnova • Ultra-vysokohodnotný vláknobeton • UHPFRC nabetonávka

ABSTRACT

By strengthening railway bridges with ultra-high-performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) over-lay, it is possible to increase a load-bearing capacity of a superstructure both in the longitudinal and the transverse directions, to strengthen connections of lateral precast cantilevers to a superstructure. An UHPFRC layer can be also used to increase a protection of superstructure surface against water, etc. So far, a design and manufacture of test specimens and a verification of a cornice connection to a deck before casting of an UHPFRC over-lay have been carried out.

This article is focused on a design of an UHPFRC over-lay, including reinforcement, intended for a previously manufactured test specimen. The article provides an overview of the properties of UHPFRC material and its suitability for use in cast-in-situ over-lays. It describes the approach to a design of

an UHPFRC over-lay, including determination of bending moment and shear forces. The principal loads for a design of the over-lay in the transverse direction are actions due to a derailment of trains. The design of the over-lay is carried out with reference to various design codes and standards, including French standard NF P18-710, fib Model Code 2010 and Technical Regulations of the Czech Concrete Society ČBS 07 Ultra High Performance Concrete (UHPC).

KEYWORDS

Concrete bridges • Strengthening • Rehabilitation • Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete • UHPFRC overaly

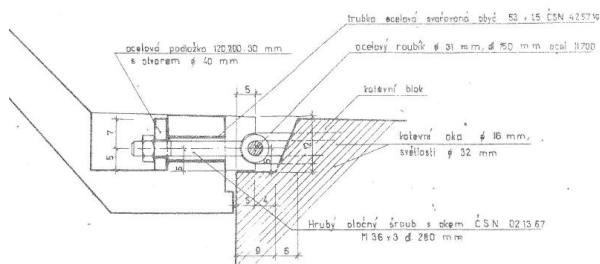
1. ÚVOD

Předmětem tohoto článku je návrh UHPFRC nabetonávky. Tímto způsobem je možno pomocí tenké (přibližně 50 mm silně) vrstvy UHPFRC zvýšit zatížitelnost mostu v podélném i v příčném směru z hlediska MSP – omezení napětí (především betonu v tlaku), MSÚ v ohybu, MSÚ při únavě betonu, je možno zesílit připojení konzol (například prefabrikovaných) k nosné konstrukci, využít vrstvu UHPFRC ke zvýšení ochrany povrchu nosné konstrukce proti vodě atd.

Pro ověření v laboratorních podmínkách byla zatím zvolena oblast okraje nosné konstrukce s boční prefabrikovanou konzolou KO-02 – k tomuto účelu byla vyrobena dvě zkušební tělesa. Cílem je ověřit technologii provádění nabetonávky a ověřit zesílení přípoje konzoly k nosné konstrukci. To je vhodné i proto, že v době návrhu těchto konzol se ještě nemuselo počítat s vykolejením vlaku a také proto, že někdy může docházet k zatékání a ke korozi ocelových prvků tohoto přípoje.

Prefabrikované konzoly byly použity na řadě železničních mostů jako římsy podél vnějších okrajů mostu. Jejich výrobní délka bývá 1480 mm (skladebná délka pak bývá 1500 mm). Každý díl prefabrikovaných konzol je k nosné konstrukci mostu přikotven ve dvou bodech (přípojích). V každém kotvení místě je v konzole vynechána kapsa s ocelovou podložkou. V této kapse je maticí zajištěn ocelový šroub, který má na druhém konci oko. Tímto okem a současně i oky z betonářské výztuže vyčnívajícími z nosné konstrukce je následně prostrčen ocelový roubík a tím dochází k připojení konzoly k nosné konstrukci. Vynechané kapsy a spojovací prvky jsou následně zality jemnozrnným betonem.

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.



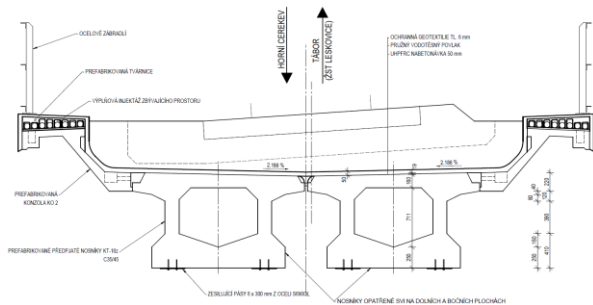
Obrázek 1: Detail napojení prefabrikované konzoly k nosné konstrukci – původní dokumentace prefabrikovaných konzol

V podélné spáře mezi konzolou a nosnou konstrukcí nebo v příčných spárách mezi jednotlivými díly prefabrikovaných konzol může časem někdy docházet k poškození hydroizolace a následnému zatékání vody. Projevy zatékání (mokrý povrch apod.) bývají pak viditelné na vnějším povrchu konstrukce. Kromě vlhkosti a výkvětů se zatékání může projevovat degradací betonu a korozi spojovacích prvků. Poškození říms může vést k poškození přilehlé části konstrukce, tedy k degradaci betonu nosné konstrukce a korozi výztuže. V rámci opravy mostu je nutno chránit důkladně mostní konstrukci proti vodě a mnohdy i zesílit připojení konzoly k nosné konstrukci.

2. ULTRA VYSOKOHODNOTNÝ VLÁKNOBETON

2.1. Vlastnosti materiálu

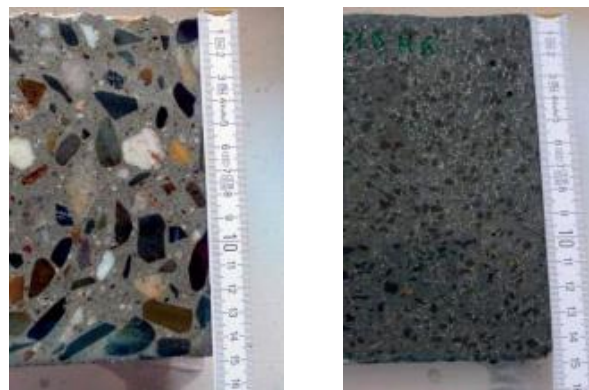
Ultra vysokohodnotný vláknobeton (UHPFRC) je poměrně moderní a perspektivní druh cementového kompozitu, který se především vyznačuje vysokou pevností v tlaku i tahu. Pevnost v tlaku může dosahovat až 180 MPa i více a pevnost v tahu za ohybu až okolo 15 MPa. Jeho zpracovatelnost umožňuje navrhovat speciální konstrukce, a to včetně tenkostěnných. Vysoká trvanlivost tohoto kompozitu několikanásobně přesahuje betony běžných pevností. Nevýhodami jsou vyšší nároky na technologii výroby a vyšší cena, z toho důvodu je třeba navrhovat tenkostěnné konstrukce a materiál efektivně využívat.



Obrázek 2: Příčný řez konstrukcí s nabetonávkou – Leskovice – Šafář, R.: Oprava mostu v km 31,877 na trati Horní Cerekev – Tábor (Leskovice) - projekt, 2017

V UHPFRC betonu se využívá nízkého vodního součinitele z důvodu dosažení vynikajících mechanických vlastností i trvanlivosti materiálu. Jako pojivo se používá běžný portlandský cement, který se také používá v betonech běžných pevností. Kamenivo bývá co nejmenší, aby došlo k co nejlepšímu

obalení jednotlivých zrn cementovým tmelem a zároveň k vyplnění i velmi malých dutin v betonu. Kamenivo bývá o vysoké pevnosti a kvalitě, aby bylo dosaženo vysoké pevnosti betonu. Jako nejčastější druh kameniva se využívá čedič. Dále se do UHPFRC betonu přidávají přísady, a to především plastifikátory, jež umožňují snížení vodního součinitele a dosažení vyšších pevností a zároveň přispívají k lepší tekutosti a zpracovatelnosti směsi. Pro zajištění co největší hutnosti a minimalizování mezerovitosti se používají příměsi - jemnozrnné materiály, které ovlivňují pevnostní vlastnosti a smršťování betonu. Často se jako příměs využívá mikrosilika nebo nanosilika.



Obrázek 3: Srovnání vzhledu betonů: Běžný beton (vlevo) a UHPFRC (vpravo) – COUFAL Robert, VÍTEK Jan L., PROCHÁZKOVÁ Alena. Praktická zkušenost s výrobou a dopravou UHPC. In: TBG Metrostav [online]. 2015.

Poslední složkou, která se přidává do směsi UHPFRC, je rozptýlená výztuž (vlákna), jež zajišťuje vysokou pevnost a duktilitu materiálu. Vlákna zvyšují pevnost v tahu, duktilitu a odolnost proti rázům a štěpným silám i oddalují vznik mikrotrhlin a trhlin na prvku. Dostatečné množství vláken zajišťuje únosnost zatíženého prvku i po vzniku trhlin, kdy dochází – v závislosti na složení materiálu (obsahu vláken) k tahovému změkčení nebo tahovému zpevnění, které je zapříčiněno přenesením tahového namáhání ocelovými vlákny.

2.2. Aplikace nabetonávky

Principem zvýšení únosnosti a životnosti stávajících betonových mostů pomocí nabetonávky z UHPFRC je přidání vrstvy betonu na stávající poškozenou nebo málo únosnou konstrukci. Zesílení pomocí nabetonávky se využije tam, kde se nejlépe využijí vlastnosti UHPFRC, tedy na částech konstrukcí vystavených silným účinkům vnějšího prostředí (voda, rozmrazovací soli) a velkému mechanickému namáhání (včetně lokálních sil a nárazů). Způsob provedení a tloušťka nabetonávky závisí na rozsahu poškození stávající konstrukce a účelu použití UHPFRC nabetonávky, která bývá používána jak pro zvýšení únosnosti konstrukce, tak i jako vodotěsná vrstva na povrchu.

Pokud má nová vrstva nabetonávky z UHPFRC pouze chránit podkladový beton před vnikáním vody a chloridů, pak stačí vrstva o tloušťce asi 25 až 40 mm. Avšak pokud se jedná o zvýšení zatížitelnosti pomocí nabetonávky, do které je vlo-

žena i betonářská výztuž, musí být tloušťka min. 40 mm a zároveň musí být zaručeno krytí výztuže podle platných předpisů pro konstrukce z UHPFRC. V případě, že je na konstrukci poškozena výztuž korozí nebo beton vysokou kontaminací chlořidy, pak je možné takto poškozenou výztuž a beton odstranit do požadované hloubky a následně provést sanaci pomocí vrstvy UHPFRC a nové výztuže. Hloubka odstranění degradované vrstvy betonu závisí na rozsahu poškození a tloušťka nové vrstvy závisí na požadavku zesílení a je možné ji tak způsobit dané situaci.

Pro zajištění spolupůsobení obou vrstev, starého betonu a nově nabetonované vrstvy z UHPFRC, je nutné zajistit správné propojení mezi těmito vrstvami. To se zajišťuje pískováním, vysokotlakým tryskáním vodou nebo broušením kontaktní plochy podkladového betonu. Drsnost takto upraveného povrchu by měla být 3 až 5 mm. Následně se musí odstranit veškeré uvolněné částice a látky, které oslabují spojení vrstev. Před samotnou betonáží nabetonávky by podkladní povrch měl být dostatečně vlhký, aby došlo ke správnému spojení obou vrstev.

Styčné spáry by také měly obvykle být opatřeny spřahovací výztuží. V případě, že by tomu tak nebylo, mohlo by dojít k oddělení nabetonávky od podkladu například účinky dynamických a opakovaných zatížení i vlivem rozdílných deformací původní konstrukce a nabetonávky. Ty následně mohou vést ke snaze nabetonávky o nadzdvihnutí od podkladu.

3. PŘÍPRAVA EXPERIMENTU

3.1. Výroba zkušební tělesa

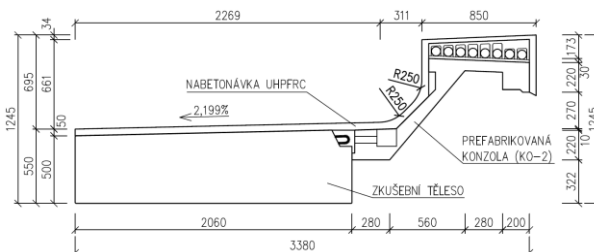
Pro ověření připoje prefabrikované konzoly k nosné konstrukci včetně jeho zesílení a pro ověření technologie provádění byla navržena a vyrobena zkušební tělesa, která se skládají ze „základní desky“ a z prefabrikované konzoly. Základní deska o rozměrech 1480 x 2060 mm představuje část horního povrchu nosné konstrukce železničního mostu a obsahuje rovněž kotevní oka pro připojení montovaných konzol.



Obrázek 4: Vyzvázaná výztuž zkušební tělesa (Betonové stavby – group, Klatovy)

Zároveň byly podle původních výkresů tvaru a výztuže vyrobeny prefabrikované konzoly. Konzoly odpovídají původní dokumentaci, pouze s drobnými odchylkami. Oproti původní dokumentaci, kde je uvedena výztuž s mezí kluzu cca

400 MPa, byla použita výztuž B500B (nepodařilo se získat výztuž s původní mezí kluzu, ani výztuž s menším průměrem, používanou například v Kari sítích). Z důvodu eliminace případných výrobních odchylek a aby byla zaručena smontovatelnost prefabrikátů, je průměr ocelového "roubíku", který spojuje konzolu s nosníkem, 28 mm místo 30 mm.



Obrázek 5: Pohled na celou sestavu zkušební tělesa včetně nabetonávky

Následně byla tato konzola spojena se základní deskou a kapsy byly zality. Celkem byla vyrobena dvě takováto zkušební tělesa, která byla následně vystavena statické zatěžovací zkoušce. Na tělesa byla aplikována síla reprezentující zatížení od vykolejení vlaku pro zjištění chování a únosnosti napojení prefabrikované konzoly ke konstrukci. Během zkoušky byly měřeny deformace tělesa a přetvoření výztuže. Zkoušky byly prováděny až do porušení spoje.



Obrázek 6: Uspořádání zatěžovací zkoušky (Experimentální centrum Fakulty stavební ČVUT v Praze)

3.2. Zesílení pomocí nabetonávky

V dalším kroku bude na zkušebním tělese s konzolou provedena navržená spřažená UHPFRC nabetonávka tl. 50 mm s vloženou betonářskou výztuží a těleso bude opět podrobena statické zatěžovací zkoušce.

Na těchto zkušebních tělesech budou rovněž ověřeny principy použité technologie a zároveň budou sledovány projevy objemových změn UHPFRC (největší vliv lze očekávat u autogenního smršťování, jehož průběh je spojen s průběhem hydratace cementu a bude proto nejvýraznější v období krátce po betonáži nabetonávky).

4. POUŽITÉ NORMY

Pro návrh nabetonávky a pro výpočet vnitřních sil na zkušebním tělese byly použity různé normy, a to jak zahraniční, tak české.

4.1. Fib Model Code 2010

Fib Model Code 2010 představuje doporučení vydaná Mezinárodní federací pro konstrukční beton (*fib*), která poskytuje pokyny a doporučení pro navrhování a výstavbu betonových konstrukcí.

Co se týče ultra vysokohodnotného betonu vyztuženého vlákny, uznává *fib* Model Code 2010 UHPFRC jako samostatnou třídu betonu s jedinečnými vlastnostmi, jako je velmi vysoká pevnost v tlaku, vysoká tažnost a vysoká trvanlivost. Předpis doporučuje, aby se při navrhování konstrukcí z UHPFRC zohlednily jeho specifické vlastnosti a chování, jako je například chování při deformačním zpevnění, případně možnost křehkého porušení při vysokém namáhání.

fib Model Code 2010 stanovuje obecné zásady pro navrhování konstrukcí z UHPC, jako je použití vhodných materiálových modelů a zohlednění účinků smršťování a dotvarování. Součástí předpisu jsou také doporučení pro testování a charakterizaci UHPFRC, včetně metod pro stanovení jeho mechanických vlastností, trvanlivosti a udržitelnosti.

Celkově *fib* Model Code 2010 uznává potenciální přínosy UHPFRC při zlepšování vlastností a udržitelnosti betonových konstrukcí a poskytuje pokyny pro jejich bezpečné a efektivní použití při navrhování a výstavbě.

4.2. Francouzské normy NF P18-710

NF P18-710 je francouzská národní norma, která slouží jako doplněk k Eurokódu 2, což je evropská norma pro navrhování betonových konstrukcí. Poskytuje další pokyny a specifické požadavky pro navrhování železobetonových a předpjatých konstrukcí.

Pokud jde o UHPFRC, norma NF P18-710 poskytuje specifická doporučení pro jeho použití v konstrukčních aplikacích. UHPC je definován jako beton, který má pevnost v tlaku vyšší než 150 MPa, pevnost v tahu vyšší než 8 MPa a velmi nízkou pórovitost.

Norma doporučuje, aby se UHPFRC používal v situacích, kdy běžný beton nemůže splnit požadavky na vlastnosti. Stanovuje také požadavky na návrh UHPFRC, včetně požadavků na minimální pevnost, maximální poměr vody a cementu a maximální velikost kameniva.

Dále norma uvádí doporučení pro zkoušení a hodnocení vlastností UHPFRC, jako je pevnost v tlaku, pevnost v ohybu a trvanlivost. Poskytuje také pokyny pro navrhování konstrukčních prvků z UHPFRC, jako jsou nosníky, sloupy a desky.

Norma NF P18-710 poskytuje konkrétní pokyny pro použití UHPFRC v konstrukčních aplikacích a pomáhá zajistit bezpečné a efektivní použití tohoto moderního materiálu ve stavebních a infrastrukturních projektech.

4.3. Technická pravidla ČBS 07

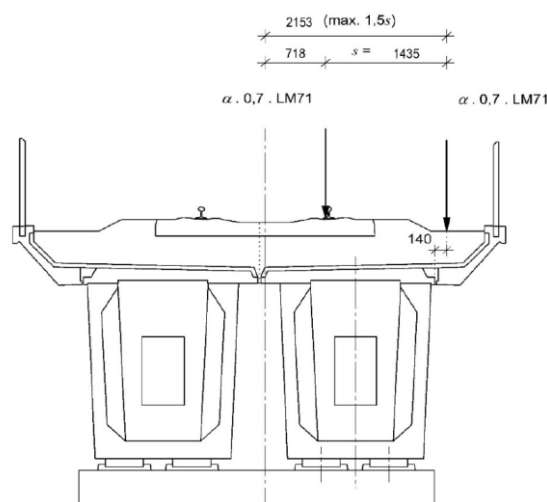
Technická pravidla ČBS 07 představují doporučení pro navrhování UHPFRC konstrukcí v České republice. Tato doporučení stanovují základní požadavky na návrh, výrobu a montáž betonových konstrukcí z UHPFRC.

Stanovují se zde rovněž požadavky na složení a vlastnosti UHPFRC, jako jsou minimální pevnost v tlaku a minimální pevnost v ohybu. Technická pravidla také stanovují požadavky na výrobu a zpracování UHPFRC. Všechny tyto požadavky mají za účel zajistit, aby UHPFRC dosáhl požadovaných vlastností a aby byl použitelný pro konstrukce s vysokými nároky na únosnost i trvanlivost.

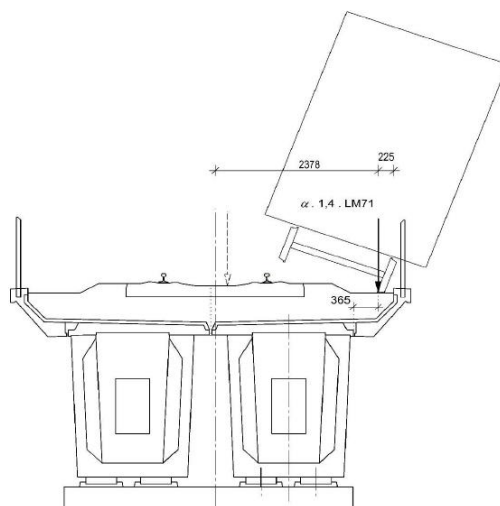
5. VÝPOČTY

V prvním kroku byla stanovena tloušťka nabetonávky na zkušebním tělese na základě předpokládaného průměru použité podélné a příčné betonářské výztuže a tloušťky krycí vrstvy z hlediska soudržnosti. Celková tloušťka nabetonávky byla zvolena 50 mm.

V dalším kroku byla navržena podélná výztuž průměru 8 mm po 150 mm. Ta byla vypočtena z mimořádného zatížení při vykolejení vlaku a bez započítání UHPFRC v tahu. Z hlediska zatížení při vykolejení podle normy vychází na každé jedno (z celkem dvou) kotvení konzoly posouvající síla (při provedeném posouzení) 90,0 kN a ohybový moment 33,4 kNm v návrhových mimořádných hodnotách.

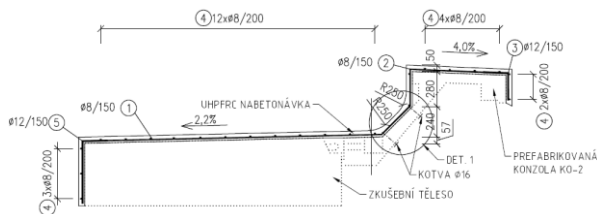


Obrázek 7: Schéma zatížení při vykolejení vlaku – situace I



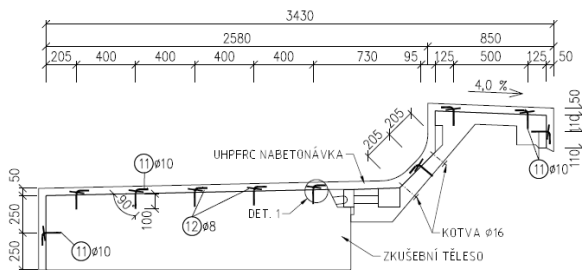
Obrázek 8: Schéma zatížení při vykolejení vlaku – situace II

Dále byly spočteny smykové únosnosti navržené nabetonávky podle použitých norem. Únosnost se skládala ze smykové únosnosti betonu, podélné betonářské výztuže a únosnosti rozptýlených vláken v betonu. Smyková únosnost byla rozhodující při výpočtech napojení prefabrikované konzoly k nosné konstrukci mostu. Smyková únosnost podle francouzských norem byla vyčíslena na 181 kN. Podle fib Model Code 2010 vyšla únosnost 159 kN a podle TP ČBS 07 byla výsledná smyková únosnost 199 kN.



Obrázek 9: Výztuž nabetonávky

Z vypočteného namáhání v nabetonávce od zatížení vykolejeným vlakem bylo spočteno smykové napětí ve spáře mezi stávajícím betonem a nabetonávku z UHPFRC o hodnotě 0,66 MPa. Na toto napětí byla navržena kolmá spřahovací výztuž průměru 10 mm v rastru 300 x 400 mm. Spřahovací výztuž byla posouzena i na protlačení deskou.



Obrázek 10: Spřahovací výztuž nabetonávky

V zalomení prefabrikované konzoly byla navržena dvojice ocelových kotev průměru 16 mm. Kotvy zabraňují oddělení nabetonávky od podkladu při působení zatížení.

Na základě výpočtu napětí v nabetonávce od smršťování byla upravena lemovací výztuž (výztuž pro zakotvení na svislých plochách zkušební tělesa) na průměr 12 mm.

6. ZÁVĚR

Návrh konstrukce s použitím UHPFRC a betonářské výztuže může být velmi efektivním řešením pro konstrukce s vysokými nároky na únosnost a trvanlivost. Výpočty pro návrh nabetonávky ukázaly, že taková konstrukce s UHPFRC by měla odolat účinkům vykolejeného vlaku. Experimentální testování takových konstrukcí na zkušebních tělesech může poskytnout cenné informace o chování materiálu a konstrukce, které mohou být využity pro optimalizaci návrhu a výroby.

Celkově lze tedy říci, že návrh UHPFRC nabetonávky je velmi zajímavý a inovativní přístup k řešení konstrukcí s vysokými nároky na únosnost a trvanlivost, který může mít široké uplatnění v praxi.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS23/036/OHK1/1T/11.

Dále patří poděkování mému školiteli panu doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D., a to nejen za odborné vedení a rady, ale i za ochotu při konzultacích, motivaci při psaní a za vždy optimistickou náladu.

Reference

- SGS23/036/OHK1/1T/11: Únavová odolnost a zesilování betonových mostů UHPFRC nabetonávku.
- FEHLING, Ekkehard; LEUTBECHER, Torsten; BUNJE, Kai. Design relevant properties of hardened ultra high performance concrete. In: *Int. Symp. on Ultra High Performance Concrete*. 2004. p. 327-338.
- COUFAL Robert, VÍTEK Jan L., PROCHÁZKOVÁ Alena. Praktická zkušenost s výrobou a dopravou uhpc. In: *TBG Metrostav* [online]. 2015
- BRÜHWILER, Eugen. UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020, vol. 16, no. 1, s. 94-105. ISSN 1573-2479.
- KALNÝ, Milan; KOMANEC, Jan; KVASNIČKA, Václav. Metodika pro navrhování prvků z UHPC. Praha, 2015.
- HABER, Zachary B. et al. Bond characterization of UHPC overlays for concrete bridge decks: Laboratory and field testing. *Construction & Building Materials*. 2018, vol. 190, s. 1056-1068. ISSN 0950-0618.
- BRÜHWILER, Eugen. Rehabilitation of bridges using Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Safety and Reliability of Bridge Structures*. 2009, s. 185-194.
- COUFAL, Robert, Milan KALNÝ, Jiří KOLÍSKO a Jan L. VÍTEK. *Technická pravidla ČBS 07 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*. [Praha]: Česká betonářská společnost ČSSI, 2022. ISBN 978-80-907611-7-9
- fib, fib Model Code for Concrete Structures 2010, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co.KGaA, Weinheim, Germany, 2013. <https://doi.org/10.1002/9783433604090>.
- NF P18-710 National addition to Eurocode 2 – Design of concrete structures: spécifique rules for ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC), Francie 04/2016
- NF P18-470 Concrete – Ultra-high performance fibre-reinforced concrete – Specifications, performance, production and conformity, Francie 07/2016
- Šafář, R.: *Oprava mostu v km 31,877 na trati Horní Cerekev – Tábor (Leskovice) - projekt*, 2017

PŘEVOD FYZIKÁLNÍHO MODELU ROZRAŽEČE NA UPRAVITELNOU DIGITÁLNÍ SÍŤ

Jan Sedlák, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
jan.sedlak@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tvorba fyzikálních modelů rozražečů vyrobených např. z modelíny umožňuje zapojení odborníků na hydrauliku, kteří nemají zkušenost s numerickým modelováním pomocí CAD systémů. Ruční výroba sice zaručuje zachycení důležitých detailů přímo v hmotě bez nutnosti složitěho vysvětlování, nicméně může být složité zaručit při tomto způsobu výroby např. symetrii u symetrických modelů. Z tohoto důvodu byla vyvinuta metoda pro převod fyzikálních modelů na digitální síť pomocí jednoduchých nástrojů, jako je fotogrammetrie nebo 3D skenování, a následně vyjádření získané sítě pomocí vhodných matematických funkcí. Tyto matematické funkce dále umožňují snadné úpravy geometrie modelu za účelem vyhlazení povrchů a zaručení požadované symetrie, ale i případnou optimalizaci tvarů jednoduchými změnami parametrů těchto funkcí, ať už ruční nebo řízenou optimalizačními algoritmy.

KLÍČOVÁ SLOVA

Platělinový model • Převod • FFD • NURBS • STL

ABSTRACT

The production of physical models of energy dissipators made from model clay allows the involvement of hydraulics experts who do not have experience with numerical modelling using CAD systems. While hand fabrication ensures that important details are captured directly in the material without the need for complex explanations, it can be difficult to guarantee for example symmetry in symmetrical models with this fabrication method. For this reason, a method has been developed for converting physical models into a digital mesh using simple tools such as photogrammetry or 3D scanning, and then expressing the resulting mesh using appropriate mathematical functions. These mathematical functions also allow easy adjustments of the model geometry in order to smooth out the surfaces and guarantee the desired symmetry, as well as possible optimization of the shapes by simple changes of the parameters of these functions, either manually or controlled by optimization algorithms.

KEYWORDS

Clay model • Conversion • FFD • NURBS • STL

1. ÚVOD

Voda na přelivech nebo skluzech nabývá výrazné kinetické energie, která může způsobit poškození základů nebo přímo ztrátu stability hydrotechnické konstrukce. Existují různé způsoby snižování kinetické energie tekoucí vody (Chanson 2002, 2015, Novak et al. 2007, Rhone 1977, Peterka 1964), přičemž rozražeče

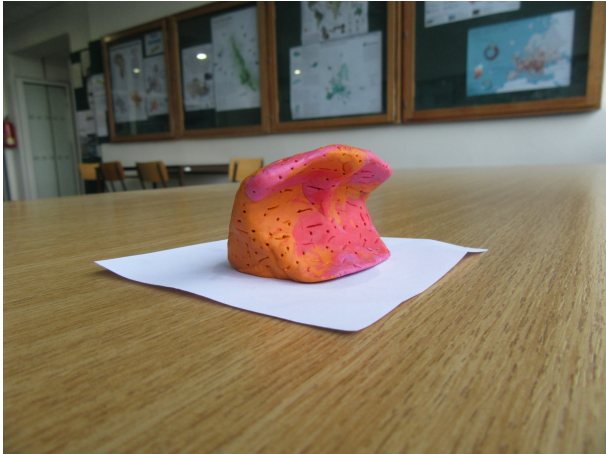
se ukazují být nevhodnější, co se týče návrhu, instalace a údržby, a to zejména vzhledem k výrobě velkého množství stejných rozražečů. Základní funkce rozražečů na skluzu je rozbíjení laminárního proudění vody, čímž dochází k provzdušňování vody, což lze měřit změnou hustoty proudící vody.

Tvar rozražeče je určen mnoha činiteli, jako například sklonem skluzu, rozložením rozražečů na skluzu nebo průtokem. Zejména průtok je nejsložitější obsáhnout ve tvaru rozražeče, protože je to velmi proměnná veličina. Návrh tvaru rozražeče je pak ve formě optimalizace pro nejběžnější průtok s přihlédnutím k dostatečné funkčnosti i při vyšších průtocích. Samotný návrh rozražeče je pak tradičně prováděn pomocí fyzikálních modelů. Další možností návrhu je numerické modelování proudění pomocí CFD modelů (Olsen & Kjellesvig 1998), nicméně numerické modely proudění vody jsou vhodné zejména pro laminární proudění. Tedy pro modelování extrémně turbulentního proudění způsobeného rozražeči je numerické modelování jen obtížně použitelné. Proto se i v dnešní digitalizované době stále využívají fyzikální modely. A právě z tohoto důvodu byl proveden výzkum popsáný v tomto článku, který se zabývá kombinováním nejlepších stránek fyzikálního a numerického modelování při návrhu optimálního tvaru rozražečů, kdy ruční výroba modelů pomocí běžné modelíny umožňuje postihnout důležité detaily i pro výzkumníky s nulovou znalostí numerických nástrojů a zároveň 3D skenování nebo fotogrammetrie umožňuje bezztrátový převod fyzikálního modelu na digitální síť, kterou je možné dále numericky upravovat, ať už ručně nebo pomocí optimalizačních algoritmů. Tento článek se soustředí přímo na část týkající se tvorby numerického modelu rozražeče pomocí matematických funkcí, které umožňují snadnou, pokud možno intuitivní, úpravu tvaru rozražečů.

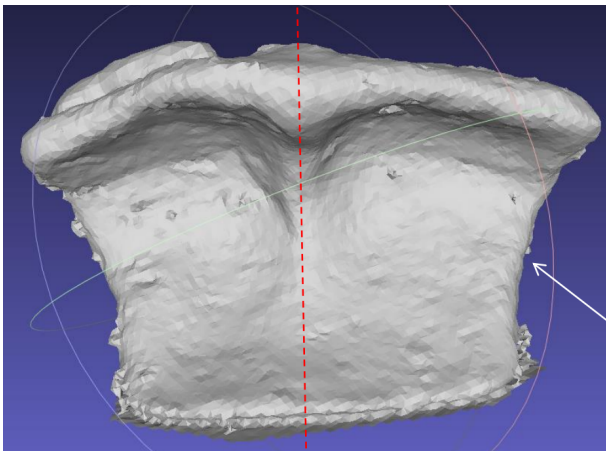
2. TVORBA A ÚPRAVY CAD MODELU

Jelikož plochy, které se snažíme modelovat jsou složité a mnohdy velmi atypické, je vhodné, jak již bylo zmíněno dříve, vyrobit plastělinový model, který následně pomocí 3D skanu převedeme na CAD model. Ve většině případů je nutné naskenovaný rozražeč očistit o špatně zachycené části a navíc je třeba model upravit tak, aby dokonale odpovídal našim představám. Mnohdy bylo žádoucí přidat symetrie objektu, případně pravidelné části (například část modelu by mohla být kulová plocha apod. či podstavec). Obecně se touto problematikou zabývá takzvané reversní inženýrství, které se věnuje tvorbě CAD modelů na základě fyzických součástek, které se následně snaží popsat a zdokumentovat. Podrobnější a složitější metody jsou shrnuty například v knihách (Žára et al. 2004) nebo (Farin et al. 2002), nicméně v našem případě si vystačíme s následujícími kroky, z nichž některé v dalších odstavcích popíšeme a znázorníme na vzorovém rozražeči.

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.



Obrázek 1: *Plastelínový model*



Obrázek 2: *3D sken (STL)*

1. Ruční modelování
2. 3D sken
3. Zkrášlování (Beatification step)
4. NURBS(Non-Uniform Rational B-Splines)
5. Free-form model

2.1. Modelování a 3D skenování

Výroba modelinových prototypů často vyžaduje kombinaci intuice a zkušeností inženýrů, protože neexistuje univerzální způsob, jakým lze předvídat, které konkrétní konstrukční prvky budou nejlépe fungovat. Proto jsme vytvořili řadu různých návrhů, které jsou založeny na osvědčených principech a intuici. Jiné návrhy byly inspirovány přírodními úkazy a nebo představovaly zábrany, které jsou dnes běžně používány. Tyto prototypy jsme následně digitalizovali pomocí 3D skenování a výsledkem jsou soubory ve formátu STL, které posloužili jako základ pro CAD modely.

2.2. Zkrášlování (Beatification step)

Následující krok slouží k upřesnění zachyceného mračna bodů (soubor STL). Náš plastelínový model sloužil pouze jako základ pro

další práci, takže přesně neodpovídal našim představám o konečném tvaru, kterého jsme chtěli dosáhnout. Kromě toho jsme potřebovali vyhladit chyby způsobené skenováním a případně doplnit některé další prvky či deformace. Každý model vyžaduje jiné úpravy, takže záleží na zadání, jaké prvky je třeba přidat/upravit. V některých případech bylo nutné přidat rovinu symetrie. Rozdíl vidíte mezi obrázkem 2 a obrázkem 3, kde je rovina symetrie znázorněna červenou křivkou, protože ruční model nebyl v tomto ohledu přesný. Někdy je dostačující přidat rovinu symetrie ručně, v některých případech je lepší použít algoritmu, který roviny symetrie nalezne. Jiné modely mohou vyžadovat například přidání pravidelné plochy, kterou není třeba skenovat. (Sipiran et al. 2014)

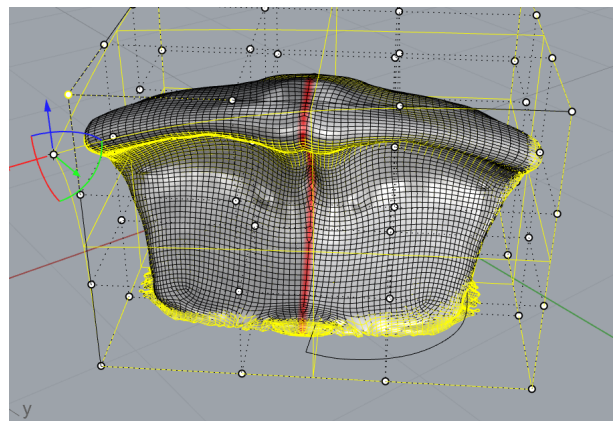
2.3. NURBS reprezentace

Po 3D skenování jsme získali povrchy reprezentované STL formátem, který není vhodný pro další manipulaci ani pro následný 3D tisk. V předchozím kroku byly odstraněny chyby, jako například viditelné vyboulení na obrázku 2, které bylo pravděpodobně způsobeno špatnými světelnými podmínkami během skenování. Navíc STL formát, který pracuje s trojúhelníkovou sítí, tvoří ostré hrany a pro reprezentaci složitějšího povrchu vyžaduje velké množství bodů, což značně komplikuje úpravy. Proto jsme se rozhodli převést STL soubory na NURBS plochy, které nabízejí lepší možnosti při úpravách a navíc zaručují hladkost povrchu. Umožňují nám tak model lépe uzpůsobit našim požadavkům. S NURBS plochami také můžeme aproximovat plochu i s použitím mnohem menšího počtu bodů, jak můžete vidět na obrázcích 3 a 4, kde hustota mřížky na ploše koresponduje s množstvím bodů. Další výhodou je fakt, že lze modely snadno upravovat v CAD softwarech.

Samotné NURBS plochy jsou tvořeny jako vážené průměry B-spline křivek, které samy o sobě představují velmi užitečný nástroj při deformaci ploch.

Vytvoření lokálního vyboulení plochy v počítačové geometrii může v některých případech vyžadovat použití jiných metod než NURBS ploch. Avšak práce s NURBS plochami a jejich intuitivní deformování bylo v našem případě více než dostatečné.

(Farin et al. 2002)(Piegl & Tiller 1996)



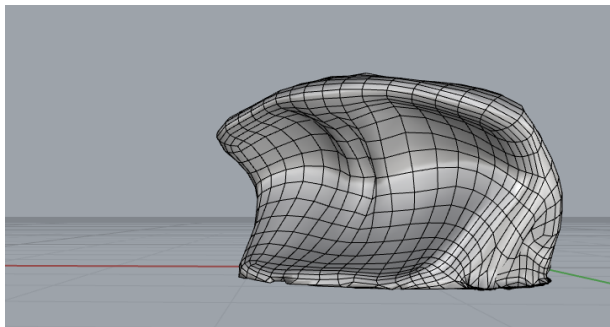
Obrázek 3: *NURBS s naznačovou rovinou symetrie (řez červeně)*

3. FREE-FORM MODEL

Posledním krokem při výrobě prototypů před 3D tiskem je vytvoření FFD modelu (FFD - free form deformation), který je pro naše potřeby vhodným nástrojem. Podle původního článku zde uvedu

fyzikální analogii, která srozumitelně ilustruje metodu FFD. (Sederberg & Parry 1986)

Představte si, že náš objekt uzavřeme do krabice z pružného pružného materiálu. Představte si, že náš objekt je také ohebný, takže pokud začneme krabici deformovat, objekt by se intuitivně deformoval pohybem ohebného plastu uvnitř krabice. Tyto deformace jsou znázorněny na obrázcích 6 a 4. Těmito deformacemi můžeme snadno manipulovat tvary rozražečů.



Obrázek 4: Výsledný NURBS model

Nyní si ukážeme, jak vypočítat nové polohy bodů po deformaci pole. Existuje mnoho různých způsobů, jak vyjádřit nové polohy. Volba metody závisí na požadavcích na hladkost výsledného povrchu. Uvedme zde metodu zvolenou v původní práci Sederberga a Parryho, která používá Beziérovu polynomu.

Nejprve musíme náš rozražeč umístit do řídicího hranolu (nejčastěji kvádru, ale možné jsou i jiné tvary). Ve většině případů je dobré, aby roviny symetrie objektu byly "hezky" umístěny vůči stěnám řídicího hranolu. Máme-li umístěný řídicí hranol, zavedeme nový souřadnicový systém pro vyjádření nové polohy bodů objektu po deformaci. Nový souřadnicový systém O, X, Y, Z , kde bod O je počátek a vektory X, Y, Z tvoří bázi prostoru, v němž směry bázevých vektorů odpovídají hranám hranolu. Počátek je možné umístit libovolně, ale často se volí vrchol řídicího hranolu. Libovolný bod A , původního objektu, můžeme vyjádřit pomocí nově zavedené báze. Necht' souřadnice bodu A v tomto souřadnicovém systému jsou $[x_A, y_A, z_A]$.

$$A = O + x_A X + y_A Y + z_A Z. \quad (1)$$

Nyní definujme množinu kontrolních bodů, pomocí kterých budeme provádět deformace. Počet těchto bodů si volíme podle toho, jaké chceme provádět deformace. Budeme-li chtít, aby deformace významně ovlivnila celý objekt, pak si vystačíme s malým počtem bodů. Například se může jednat pouze o vrcholy řídicího hranolu. Naopak volbou většího množství bodů zajistíme, že aplikované deformace ovlivní tvar objektu pouze lokálně. Na obrázku 6 je znázorněna síť o rozměrech $3 \times 3 \times 3$. Obecně volíme rozměry sítě $l \times m \times n$, pak souřadnice kontrolních bodů $P_{i,j,k}$ definujeme následovně:

$$P_{i,j,k} = O + \frac{i}{l} X + \frac{j}{m} Y + \frac{k}{n} Z. \quad (2)$$

Vyjádření nových souřadnic bodu A po FFD deformaci nazveme A_{FFD} . Jak už bylo řečeno, existuje několik možných funkcí, které se používají k výslednému vyjádření. Zde uvedeme vyjádření pomocí Bernsteinových polynomů:

¹ v kolmé či rovnoběžné poloze, ale ne vždy je to možné zajistit

$$B_i^l(x_A) = \binom{l}{i} x_A^i (1-x_A)^{l-i}$$

$$B_j^m(y_A) = \binom{m}{j} y_A^j (1-y_A)^{m-j}$$

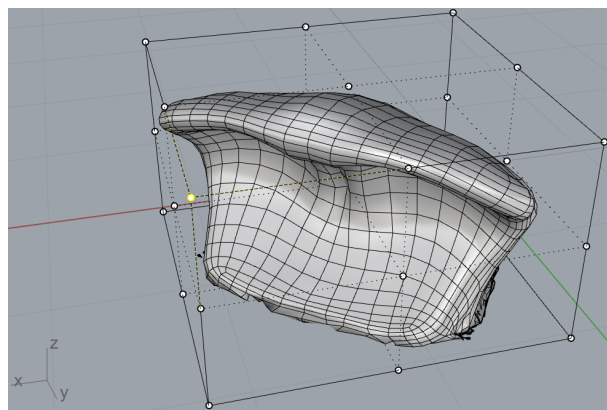
$$B_k^n(z_A) = \binom{n}{k} z_A^k (1-z_A)^{n-k}$$

A výsledné souřadnice bodů po transformaci jsou:

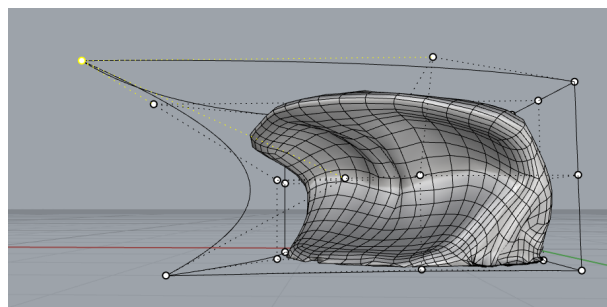
$$A_{FFD} = \sum_{i=0}^n \sum_{j=0}^m \sum_{k=0}^l B_i^l(x_A) B_j^m(y_A) B_k^n(z_A) P_{i,j,k}$$

Vhodnou manipulací řídicích bodů se dosáhne požadovaných deformací. Farin et al. (2002), (Sederberg & Parry 1986)

V některých situacích není nutné aplikovat tento postup na celý model rozražeče, ale stačí pouze deformovat určitou část plochy. To může být užitečné například v případě, kdy je třeba upravit pouze malou část modelu, nebo kdy je třeba vytvořit různé druhy vybočení na různých částech modelu.



Obrázek 5: Model v kvádru řídicích bodů



Obrázek 6: Deformace modelu při změně polohy řídicích bodů

Po dokončení posledních úprav byly modely vytisknuty a následně podrobeny testování ve fyzikálním modelu. Tyto modely byly porovnávány z hlediska různých parametrů, které hodnotí způsobnost rozražečů při rozbíjení laminárního proudění vody.

4. DISKUSE

V blízké budoucnosti se pravděpodobně dočkáme toho, že navrhování podobných tvarů již nebude doprovázeno 3D skenováním a

následnými úpravami CAD modelu, ale celý proces nahradí VR sculptingem, který v poslední době zaznamenal poměrně velký rozvoj a zároveň se tato technologie stala mnohem dostupnější. Pomocí VR technologie by tvůrci mohli vytvářet a upravovat plochy pomocí intuitivních pohybů v prostoru, což by umožnilo velmi efektivní a přesnou tvorbu modelů.

V současné době je jediným limitujícím prvkem této technologie uživatelská náročnost. Uživatel by musel být velmi zkušeným uživatelem této technologie, aby byl schopen navrhnout velmi složité tvary, nicméně i tak se jedná o alternativu, která by měla být zvažována v budoucích projektech tohoto typu, protože 3D tisk bude navrhování složitých tvarů pro různé účely běžnější součástí práce, a tak je rozhodně žádoucí držet se nejnovějších metod.



Obrázek 7: Testování rozražečů

5. ZÁVĚR

Na závěr lze říci, že metody popsány v tomto článku jsou vhodnými nástroji pro návrh a tvorbu rozražečů s nekonvenčními tvary. Díky použití matematických funkcí lze dosáhnout dostatečné flexibility při návrhu tvaru a zaručit tak hladkost povrchu rozražeče. Implementace výše popsaných metod je poměrně snadná a intuitivní manipulace s řídicími body usnadňuje proces tvorby.

Vzhledem k tomu, že rozvoj VR technologie nabízí nové možnosti v oblasti návrhu a tvorby, bylo by zajímavé v budoucnu zkoumat, jak lze tuto technologii využít pro ještě efektivnější tvorbu rozražečů a dalších podobných konstrukcí.

6. PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl v rámci projektů GAČR (projekt 20-25995S) a ČVUT v Praze (SGS23/038/OHK1/1T/11).

Reference

- Chanson, H. (2002), *Hydraulics of stepped chutes and spillways*, CRC Press.
- Chanson, H. (2015), *Energy dissipation in hydraulic structures*, CRC Press.
- Farin, G., Hoschek, J. & Kim, M.-S. (2002), *Handbook of computer aided geometric design*, Elsevier.
- Novak, P., Moffat, A. & Nalluri, C. (2007), 'R. narayanan; hydraulic structures'.
- Olsen, N. R. & Kjellesvig, H. M. (1998), 'Three-dimensional numerical flow modelling for estimation of spillway capacity', *Journal of Hydraulic Research* **36**(5), 775–784.
- Peterka, A. (1964), *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*, number 25, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Piegl, L. & Tiller, W. (1996), *The NURBS book*, Springer Science & Business Media.
- Rhone, T. J. (1977), 'Baffled apron as spillway energy dissipator', *Journal of the Hydraulics Division* **103**(12), 1391–1401.
- Sederberg, T. W. & Parry, S. R. (1986), Free-form deformation of solid geometric models, in 'Proceedings of the 13th annual conference on Computer graphics and interactive techniques', pp. 151–160.
- Sipiran, I., Gregor, R. & Schreck, T. (2014), Approximate symmetry detection in partial 3d meshes, in 'Computer Graphics Forum', Vol. 33, Wiley Online Library, pp. 131–140.
- Žára, J., Beneš, B., Sochor, J., Felkel, P. et al. (2004), *Moderní počítačová grafika*, Vol. 2, Computer press.

ANALÝZA VLIVU NUCENÉHO VĚTRÁNÍ NA PRŮBĚH POŽÁRU V SILNIČNÍM TUNELU S VYUŽITÍM ZÓNOVÝCH MODELŮ POŽÁRU

Nicole Svobodová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
nicole.svobodova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá analýzou vlivu nuceného větrání na průběh požáru v silničním železobetonovém tunelu s využitím zónových modelů požáru. Je zde stručně popsán dosavadní stav poznání v oblasti druhů větrání v tunelech. Požár je simulován pomocí zónového modelu CFAST. Je uvažován požární scénář pro případ hoření těžkého nákladního vozidla (TNV) s nákladem dřeva umístěného uprostřed tunelu. Požární scénář je modelován na základě křivky rychlosti uvolňování tepla převzaté z existujícího experimentu. V programu CFAST je uvažováno s prostorovou segmentací modelovaného tunelu s ohledem na limity zónových modelů požáru. Je uvažována varianta bez mechanické ventilace a následně několik variant s mechanickou ventilací pomocí proudových ventilátorů. Následně je provedeno porovnání výsledných grafů, a to především grafu rychlosti uvolňování tepla, průběhu teplot plynů v kouřové vrstvě a výšky kouřové vrstvy nad podlahou. Zónový model CFAST je nakonec zhodnocen z hlediska relevantnosti výstupů vzhledem k modelovanému prostoru.

KLÍČOVÁ SLOVA

Tunel • Požár • Zónový model požáru • Ventilace

ABSTRACT

This article deals with the analysis of the forced ventilation effect on the fire evolution in a reinforced concrete road tunnel using a fire zone model. The current state of knowledge in the field of different tunnel ventilation types is briefly described here. The fire is simulated using the CFAST zone model. A fire scenario is considered for the case of a heavy goods vehicle (HGV) burning with a load of wood located in the middle of the tunnel. The fire scenario is modelled based on the heat release rate curve taken from an existing experiment. In the CFAST program, a spatial segmentation of the modelled tunnel is considered concerning the limits of fire zone models. A variant without mechanical ventilation is considered, followed by several variants with mechanical ventilation using jet fans. Subsequently, the resulting graphs are compared, namely the heat release rate graph, the smoke layer temperature graph, the smoke layer height graph and the optical density graph.

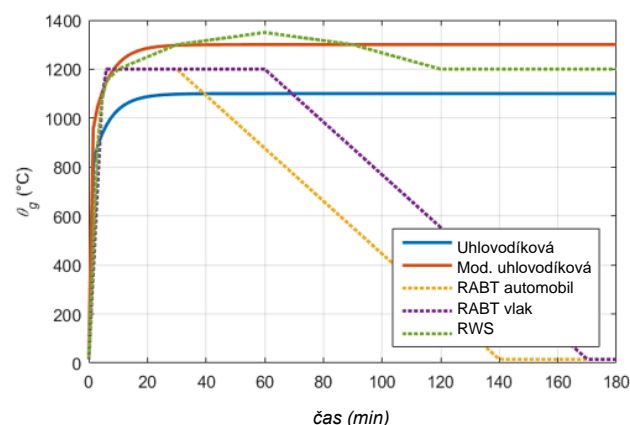
The CFAST zone model is finally evaluated in terms of the relevance of the outputs to the modelled area.

KEYWORDS

Tunnel • Fire • Zone Fire Model • Ventilation

1. ÚVOD

Požární bezpečnosti tunelů je třeba věnovat dostatečnou pozornost, neboť jsou kritickou součástí naší dopravní infrastruktury. Přestože četnost požárů v tunelech je statisticky menší než v uzavřených budovách, jejich následky mohou mít fatální dopady. Při požárech v tunelech totiž může být dosahováno extrémních teplot mnohem rychleji než v běžném uzavřeném prostoru uvnitř budovy, což také reflektují nominální teplotní křivky určené pro tunely (Obr. 1), které jsou oproti nominálním křivkám pro běžné uzavřené prostory výrazně přísnější. Velké riziko v tunelech může také představovat velmi rychlé zakouření prostoru vzhledem k jeho uzavřenosti. V silničních tunelech je pravděpodobnost propuknutí požáru největší (Ingason *et al.* 2015).



Obr. 1: Nominální teplotní křivky určené pro tunely dle Eurokódu a pomocí výpočetního programu FMC (Benýšek, Štefan 2015)

Z hlediska matematického modelování požáru patří mezi nejprostší modely požáru nominální teplotní křivky (např. normová teplotní křivka ISO 834). Na těchto křivkách je

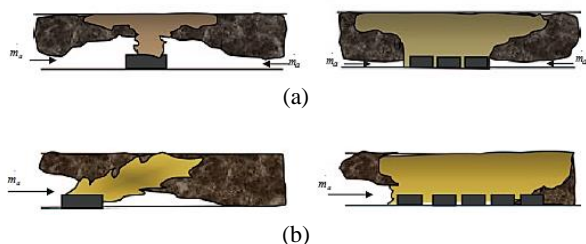
* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D., školitel specialista: Ing. Martin Benýšek, Ph.D.

obvykle založeno posuzování požární odolnosti konstrukcí v požárně inženýrské praxi (ČSN EN 1991-1-2, viz také Benýšek 2021). Zjednodušené modely požáru však mohou být velmi konzervativní. Další matematické modely požáru zahrnují přirozené modely požáru, které se dělí na zjednodušené modely požáru (např. parametrické teplotní křivky) a zpřesněné (pokročilé) modely požáru, mezi něž se řadí především modely dynamického proudění kapalin a plynů, tzv. CFD modely (Computational Fluid Dynamics) a zónové modely požáru (ČSN EN 1991-1-2, viz také Svobodová a kol. 2021). CFD modely jsou široce využívány v praxi založené na požárně inženýrském přístupu a dodnes existuje mnoho odborných článků o jejich využití při modelování požáru v tunelech (Ingason et al. 2015, Kučera a kol. 2010).

Oproti tomu zónové modely představují nekonvenční volbu, co se týče modelování požáru v tunelech, protože všeobecně nejsou určeny pro simulace úseků s jedním převládajícím rozměrem (Ingason et al. 2015, Klote 1993, Kučera a kol. 2010, Karlsson et al. 2000). Do dnešního dne však bylo vyvinuto několik zónových modelů, které byly validovány i pro liniové stavby (tj. chodby, šachty a tunely, např. zónový model CFAST (Peacock et al. 2019). Je to právě jednoduchost jejich algoritmů a rychlost výpočtu (ve srovnání s CFD modely), díky čemuž mohou zónové modely při správném použití představovat velký potenciál při modelování požárů v tunelech (Ingason et al. 2015, Kučera a kol. 2010, Karlsson et al. 2000).

2. VĚTRÁNÍ V TUNELECH

Z hlediska požární bezpečnosti tunelů má větrání kritický vliv na rozvoj požáru a proces hoření. Všeobecně jsou požáry v tunelech řízeny palivem, neboť přístup vzduchu obvykle nebývá omezen (Obr. 2). V dnešní době jsou tunely obvykle vybaveny nuceným větráním (Ingason et al. 2015).



Obr. 2: Požár řízený palivem (levá strana) a požár řízený ventilací (pravá strana): (a) tunel s přirozeným větráním; (b) tunel s nuceným větráním (Ingason et al. 2015)

2.1. Třídění tunelů

Z hlediska požadavků na bezpečnost/požární větrání se rozlišují tři hlavní kategorie tunelů. Do kategorie T1 se řadí tunely s jednosměrným provozem a malou pravděpodobností kongesce (tzn. běžně dálniční tunely). Kategorii T2 jsou tunely s jednosměrným provozem a velkou pravděpodobností kongesce (tzn. běžně dvoutroubové městské tunely). Do kategorie T3 patří tunely s obousměrným provozem (Metodický pokyn 2013).

V tunelech délky nad 1000 m a zároveň s provozem nad 2000 vozidel v jízdním pruhu za den se vždy požaduje

instalovat mechanické větrací zařízení (Nařízení vlády č. 264/2009 Sb.).

2.2. Druhy nuceného větrání v tunelech

Hlavním cílem požárního větrání v tunelech je udržování bezdymových zón v dopravním prostoru a zabránění šíření dýmu do únikových a přístupových cest.

Jsou definovány tyto druhy požárního větrání:

- přirozené (podélné) větrání (tzn. bez mechanického větrání, nebo s vypnutým větracím zařízením při požáru),
- podélné větrání s pevným nastavením rychlosti proudění vzduchu,
- podélné větrání s regulací proudění vzduchu na definovanou hodnotu,
- příčné odsávání kouře (podélná rychlost vzduchu se reguluje na symetrické proudění k místu odsávání (Metodický pokyn 2013).

Systémy větrání tunelů jsou znázorněny na (Obr. 3-7).



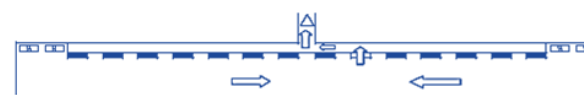
Obr. 3: Druh požárního větrání: průběžné podélné větrání (Metodický pokyn 2013)



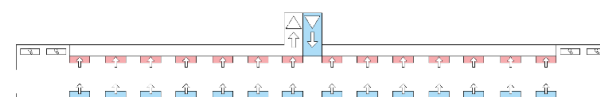
Obr. 4: Druh požárního větrání: podélné větrání s výměnou vzduchu (bodové odsávání a následně vhnání vzduchu skrz injektor) (Metodický pokyn 2013)



Obr. 5: Druh požárního větrání: koncentrované příčné odsávání v pevně daném místě rozdělující tunel na dva úseky s podélným větráním (Metodický pokyn 2013)



Obr. 6: Druh požárního větrání: nastavitelné příčné odsávání (Metodický pokyn 2013)



Obr. 7: Druh požárního větrání: příčné větrání (rozložený lineární přívod čerstvého vzduchu přes pevné otvory a lineární odsávání přes částečně otevřené klapky, se vzduchotechnickými kanály) (Metodický pokyn 2013)

Vhodné použití druhu požárního větrání pro jednotlivé kategorie tunelů je znázorněno v tabulce níže (Tab. 1).

Tab. 1: Zásady použití požárního větrání v tunelech (Metodický pokyn 2013).

Kategorie	Vhodný systém větrání	Koncept požárního větrání
T1 – dálniční tunely	Průběžné podélné větrání	Podélné větrání s pevným nastavením Podélné větrání s regulací Proudění/nízké požadavky na regulaci
T2 – dvoutroubové městské tunely	Průběžné podélné větrání (Nastavitelné příčné odsávání)	Podélné větrání s regulací proudění na definovanou hodnotu/vysoké požadavky na regulaci Příčné odsávání kouře
T3 – tunely s obousměrným provozem	Průběžné podélné větrání Nastavitelné příčné odsávání Příčné větrání	Podélné větrání s regulací proudění na definovanou hodnotu/vysoké požadavky na regulaci Příčné odsávání kouře

Pro požární větrání je nejdůležitější stav podélného proudění v tunelu. Podélné proudění vzduchu ovlivňují především následující parametry:

- geometrické parametry tunelu,
- provoz dopravy,
- provoz větracího zařízení (popř. dalších požárně bezpečnostních zařízení),
- vztaková síla v důsledku teplotních rozdílů uvnitř a vně tunelu a vztaková síla uvolněného tepla při požáru,
- barometrické tlakové rozdíly,
- vnější vítr a setrvačnost vzduchu (Metodický pokyn 2013).

U podélného větrání v tunelech je pro kontrolu nad kouřem nejdůležitější jednak kritická rychlost proudění vzduchu a dále délka zpětné vrstvy kouře, tzv. „back-layering“. Jev „back-layering“ je obzvláště nebezpečný, protože může způsobit nahromadění toxických zplodin hoření (kouř se může šířit proti stojícím vozidlům) a snížit viditelnost natolik, že je znemožněna bezpečná evakuace osob z tunelu. Pro bezpečnou evakuaci osob se uvažuje výška kouřové vrstvy nad podlahou alespoň 2,5 m, nebo alespoň polovina výšky tunelu (Ingason et al. 2015).

Při podélném požárním větrání zejména u tunelů kategorie T1 a T2 nesmí být překročena mezní rychlost proudění vzduchu 10 m/s (Metodický pokyn 2013).

3. METODY

K analýze vlivu větrání na průběh požáru v tunelu byl využit zónový model požáru. Zónové modely požáru představují idealizovaný průběh požáru v uzavřeném prostoru. Jejich princip spočívá v rozdělení výpočetního prostoru do jedné nebo dvou homogenních zón (vrstev) se stejnosměrnou hustotou, teplotou a koncentrací plynů (Ingason et al. 2015, Klote 1993, Kučera a kol. 2010, Karlsson et al. 2000).

Z principu není použití zónových modelů požáru pro liniové stavby (tunely, chodby, šachty) nikterak typické. Přesto řešený zónový model CFAST (Peacock et al. 2019) umožňuje modelování těchto druhů staveb (viz např. Chow 1996, Floyd 2002, Tavelli 2014). Cílem bylo provést analýzu vlivu mechanického větrání na průběh požáru v tunelu a zároveň ověřit

možnosti zónového modelu požáru CFAST z hlediska mechanické ventilace v tunelu.

Řešeným prostorem je silniční železobetonový tunel délky 500 m s idealizovaným obdélníkovým průřezem šířky 10 m a světlé výšky 5 m.

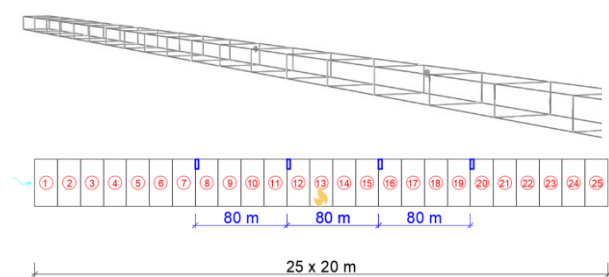
Pro řešený model byl uvažován požární scénář hoření těžkého nákladního vozidla (TNV). Dle statistik skutečných požárů v silničních tunelech jsou to právě požáry těžkých nákladních vozidel, které dominují svými následky z hlediska poškození konstrukce tunelu i počtu úmrtí (Ingason et al. 2015).

3.1. Modelování požáru

V řešeném silničním tunelu byl uvažován požár těžkého nákladního vozidla s nákladem dřeva o rozměrech 2,5 x 15,0 m a výšce 3,4 m. Požární scénář byl modelován na základě křivky rychlosti uvolňování tepla (HRR) převzaté z již existujícího experimentu (Ingason et al. 2005). Křivka HRR sloužila jako hlavní vstupní údaj pro zónový model.

Pro simulaci požáru byl použit zónový model CFAST (Peacock et al. 2019). S ohledem na limity zónových modelů je doporučeno řešený prostor segmentovat (Peacock et al. 2019).

Řešený tunel byl rozdělen na 25 stejných segmentů délky 20 m (tzn. v poměru délky a šířky jednoho segmentu 2:1, resp. 20 x 10 m) dle doporučení z již existujících článků (Bamonte et al. 2011, Svobodová a kol. 2022). Jednotlivé segmenty jsou spolu propojeny virtuálními otvory o velikosti průřezu tunelu (Obr. 8).



Obr. 8: Schéma tunelu

V programu byly definovány potřebné rozměry a otvory, materiály konstrukcí a jejich charakteristiky. Zdroj požáru byl umístěn uprostřed tunelu. Bylo uvažováno s hořením materiálu na bázi dřeva s chemickým vzorcem $C_6H_{10}O_5$ a spalným teplem 18,1 MJ/kg. Dále byl pod stropní konstrukci do osy zdroje požáru umístěn termočlánek (značeno „Target“). Základní křivka HRR sloužící jako vstup do jednotlivých programů je značena „HRR vstup“ (Obr. 9).

Je uvažována varianta bez mechanické ventilace a následně 9 variant s mechanickou ventilací pomocí proudových ventilátorů definovaných objemovým průtokem vzduchu (10-90 m³/s). Ventilátory mají vždy průměr 0,5 m a jsou od sebe vzdáleny 80 m (s ohledem na Metodický pokyn 2013), přičemž zdroj požáru je umístěn uprostřed tunelu mezi ventilátory.

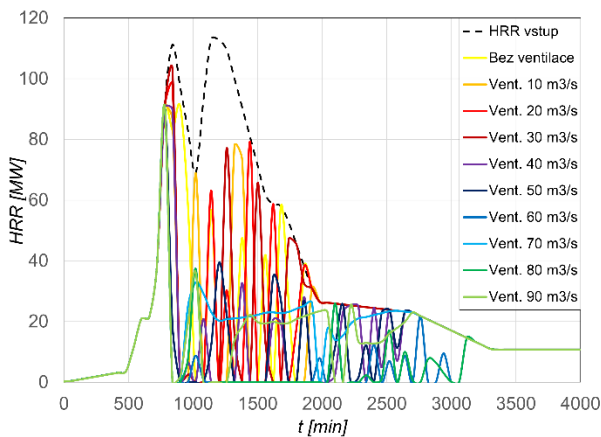
3.2. Výstupy

Výstupy ze zónového modelu CFAST byly následně převedeny do tabulkového procesoru. Níže jsou vyobrazeny výsledné grafy, a to rychlost uvolňování tepla (Obr. 9), teploty plynů horní a spodní kouřové vrstvy (Obr. 10-11). Uvedené grafy znázorňují průběh požáru v prostředním segmentu tunelu, v němž je umístěn zdroj hoření. Dále je doplněn graf znázorňující výšku kouřové vrstvy nad podlahou v celém tunelu v časech 5, 15 a 30 minut (Obr. 13-15).

Pro variantu modelu s nejvyšším objemovým průtokem proudových ventilátorů (tj. 90 m³/s) byla dle Bernoulliho rovnice (např. *Uruba 2009*) určena rychlost proudění vzduchu v tunelu na hodnotu přibližně 7,2 m/s (na základě celkového objemového průtoku vzduchu ventilátorů a průřezové plochy tunelu).

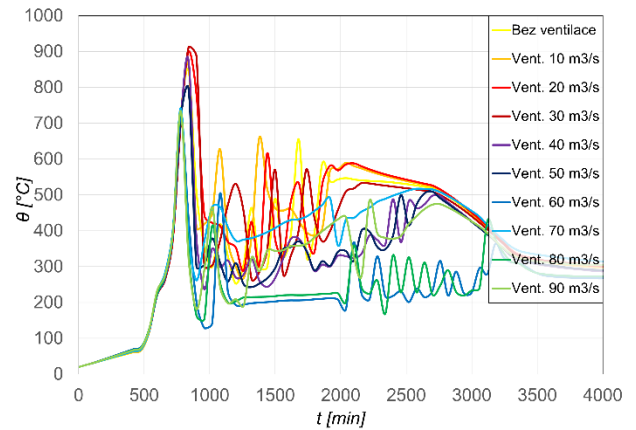
V případě grafu HRR (Obr. 9) není na první pohled zřejmý jasný trend ve výsledných průbězích těchto křivek. V počáteční fázi prostorového vzplanutí (cca do 780 s) je průběh vždy obdobný. V případě varianty s ventilátory o objemovém průtoku 10-30 m³/s je navíc vlivem přísunu kyslíku maximální hodnota uvolněného tepla vyšší než v případě varianty bez mechanické ventilace.

Po fázi prvotního prostorového vzplanutí dochází u všech variant k výraznému kolísání hodnot, což je ovlivněno také velkou délkou modelovaného prostoru (např. oproti požáru v uzavřeném prostoru uvnitř budovy). Zároveň v této fázi s přibývajícím objemovým průtokem ventilátoru jsou výsledné hodnoty grafu HRR menší. Nutno však podotknout, že se jedná o obzvláště velký požár s přibližně pětinasobným maximálním uvolněným teplem než např. u automobilu (*Ingason et al. 2005*).

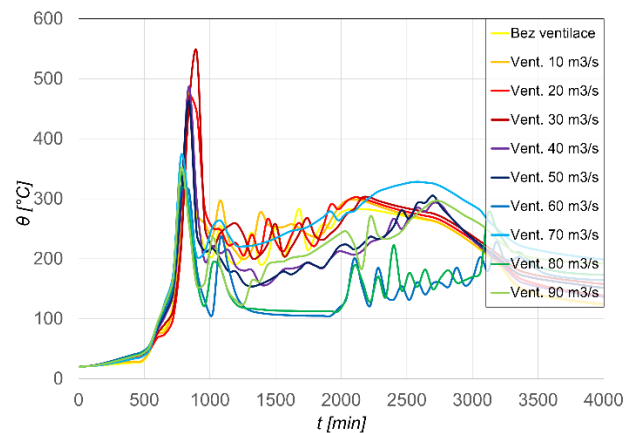


Obr. 9: Rychlost uvolňování tepla (HRR, uprostřed tunelu)

Obdobně jako u grafu HRR, není ani v případě horní a spodní teploty kouřové vrstvy (Obr. 10-11) zřejmý zásadní vliv mechanické ventilace na průběh teplot. Rozdíl v maximálních teplotách u jednotlivých variant je přibližně 200 °C.

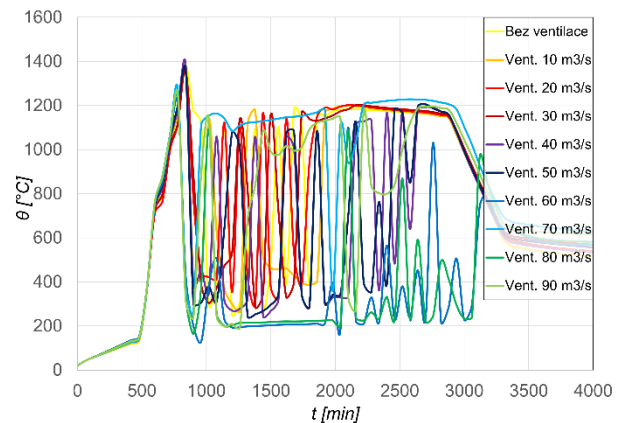


Obr. 10: Teploty horní kouřové vrstvy (uprostřed tunelu)



Obr. 11: Teploty spodní kouřové vrstvy (uprostřed tunelu)

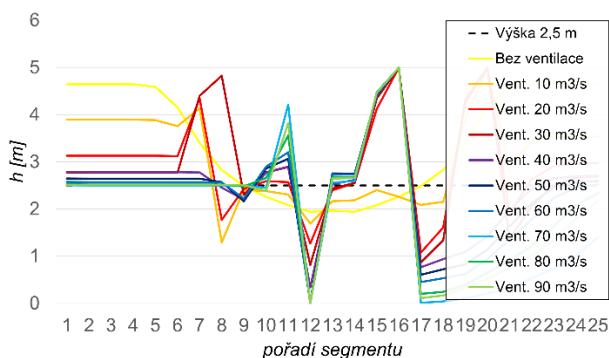
V případě grafu teplot proudů horkých plynů okolo termočláčku umístěného pod stropem (Obr. 12) jsou očekávaně podstatně vyšší teploty než u horní kouřové vrstvy (Obr. 10), a to až o 500 °C. Postup výpočtu těchto průběhů teplot v programu CFAST se totiž liší. Podmínky uvnitř prostoru jsou počítány běžným dvouzónovým modelem. Oproti tomu teploty proudů horkých plynů pod stropem jsou počítány pomocí upravených empirických korelací specifických pro tunely (popř. chodby), což ovlivňuje právě termočláčky (popř. detektory a sprinklery) a má za následek vyšší výsledné teploty plynů u stropu (*Peacock et al. 2019*).



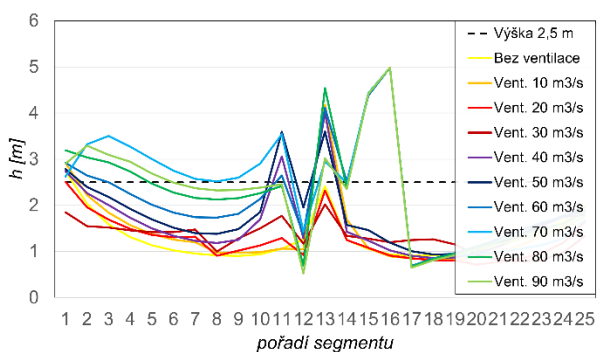
Obr. 12: Teploty plynů pod stropem okolo termočláčku (uprostřed tunelu, v ose požáru)

Nakonec jsou zde vyobrazeny průběhy výšky kouřové vrstvy nad podlahou v jednotlivých segmentech celé délky tunelu v časech 5, 15 a 30 minut (Obr. 13-15).

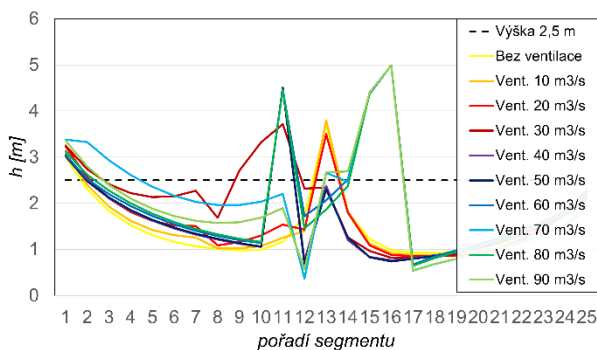
Lze vidět, že při modelování požáru pomocí programu CFAST různá mechanická ventilace vliv má, ale především okolo prostředního segmentu tunelu se zdrojem požáru a v částech za těmito segmenty spíše dochází k výraznému zhoršení podmínek uvnitř tunelu. S přibývajícím hodnotou objemového průtoku ventilátorů dochází k poklesu kouřové vrstvy až k úrovni podlahy, a to zejména v části tunelu před a za segmentem se zdrojem požáru. Není tak zajištěna bezpečná výška kouřové vrstvy nad podlahou pro evakuaci osob, tj. výška alespoň 2,5 m nad podlahou.



Obr. 13: Výška kouřové vrstvy nad podlahou v jednotlivých segmentech, podélný řez tunelem v čase 5 minut

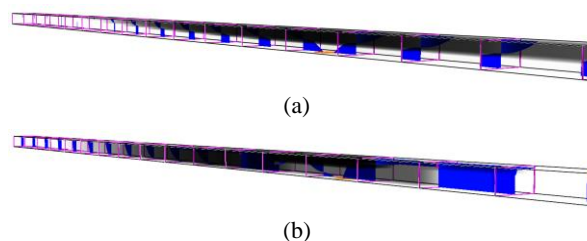


Obr. 14: Výška kouřové vrstvy nad podlahou v jednotlivých segmentech, podélný řez tunelem v čase 15 minut



Obr. 15: Výška kouřové vrstvy nad podlahou v jednotlivých segmentech, podélný řez tunelem v čase 30 minut

Zónový model CFAST navíc umožňuje vizualizaci požáru a vývoje kouře pomocí implementovaného programu Smokeview (Forney 2013) (Obr. 16).



Obr. 16: Vizualizace kouře v čase 5 minut: (a) varianta bez mechanické ventilace; (b) varianta s proudovými ventilátory o průtoku vzduchu $90 \text{ m}^3/\text{s}$

4. ZHODNOCENÍ

Zónový model CFAST umožňuje modelování požáru v tunelech, jak již bylo v minulosti demonstrováno na několika odborných člancích (např. Chow 1996, Bamonte et al. 2011, Johansson 2022). Přesto správné aplikování některých parametrů při požáru v tunelu, jako je např. zde řešený vliv mechanické ventilace, je stále velmi nejasný.

Z uvedených výsledků se oproti očekávání zdá, že mechanická ventilace v programu CFAST nemá přílišný vliv na průběh požáru v modelovaném tunelu. Pro ověření míry vlivu ventilace byla proto navíc ještě provedena série zkušebních simulací.

Při sérii simulací s poloviční délkou tunelu a variantami bez mechanické ventilace i s ní bylo zjištěno, že teploty v horní kouřové vrstvě i teploty proudu horkých plynů okolo termočlánku pod stropem vychází vyšší až o $400 \text{ }^\circ\text{C}$ než při simulacích se skutečnou délkou tunelu (500 m). Zároveň v těchto případech je průběh výstupní křivky HRR shodný se zadanou vstupní křivkou.

Dále bylo zpozorováno, že při simulacích tunelu skutečné délky se s přibývajícím hodnotou objemového průtoku ventilátorů (nad hodnotu $90 \text{ m}^3/\text{s}$) průběhy uvedených grafů příliš nemění. Dále bylo zjištěno, že přibývajícím průřezová plocha ventilátoru nemá zcela zásadní vliv na průběhy uvedených grafů.

Počet ventilátorů také ovlivňuje průběh simulace, a to ani ne z hlediska výsledků, ale především z hlediska výpočetní doby simulace, která pro více než dva ventilátory (umístěné v segmentech před a za požárem) s objemovým průtokem jednoho ventilátoru nad $40 \text{ m}^3/\text{s}$ může být velmi omezující (namísto 30-90 minut může doba narůst až na několik dní).

V modelu CFAST nelze definovat podmínky větrání pouhým zadáním rychlosti proudění vzduchu (v m/s) jako je tomu např. v CFD modelu FDS (McDermott 2008), což může být nevýhodou.

5. ZÁVĚR

Tento článek byl zaměřen na analýzu vlivu mechanické ventilace na průběh požáru v silničním železobetonovém tunelu s využitím zónového modelu CFAST. Stručně byl popsán dosavadní stav poznání v oblasti druhů větrání v tunelech. Jako

ilustrativní příklad byl simulován požár v železobetonovém silničním tunelu pomocí zónového modelu CFAST. Byl zvolen požární scénář s hořením těžkého nákladního vozidla (TNV) s nákladem dřeva umístěným uprostřed tunelu. Byla simulována varianta bez mechanické ventilace a následně několik variant s mechanickou ventilací pomocí proudových ventilátorů. Výstupy z programu CFAST byly následně zhodnoceny.

Z dosavadních výsledků uvedených v tomto příspěvku je patrné, že zónový model CFAST sice umožňuje modelování požáru v tunelu, ale vliv mechanické ventilace při simulaci řešeného tunelu není příliš jednoznačný. Jednoduchost a rychlost výpočtu zónových modelů v porovnání s CFD modely je velkou výhodou. Je však zřejmé, že modelování komplexních podmínek větrání v tunelech pomocí programu CFAST prozatím nelze považovat za spolehlivé a bezpodmínečně vyžaduje podrobnější zkoumání a především porovnání s CFD modely (viz např. *Tavelli 2014*). Simulace větrání pomocí CFD modelů je řešeno v řadě odborných článků (viz např. *Guo a Zhang 2014*, *Weisenpacher1 a spol. 2019*).

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci finanční podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS23/037/OHK1/1T/11 a SGS22/091/OHK1/2T/11.

Literatura

- INGASON, Haukur, Ying Zhen LI a Anders LÖNNERMARK. *Tunnel Fire Dynamics* [online]. New York, NY: Springer New York, 2015 [vid. 2022-03-14]. ISBN 978-1-4939-2198-0. Dostupné z: doi:10.1007/978-1-4939-2199-7
- ČSN EN 1991-1-2 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. 2013
- BENÝŠEK, Martin. Analysis of Fire Resistance of Concrete Structures Based on Different Fire Models [online]. 2021 [vid. 2022-06-13]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/98704>
- SVOBODOVÁ, N., M. BENÝŠEK a R. ŠTEFAN. Analysis of zone fire models and their application in structural fire design. In: *27th Concrete Days. Curich: Trans Tech Publications*. 2021.
- KUČERA, Petr a Zdeňka PEZDOVÁ. *Základy matematického modelování požáru*. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010. ISBN 978-80-7385-095-1.
- KLOTE, J. a G. FORNEY. *Zone Fire Modelling With Natural Building Flows and a Zero Order Shaft Model*. USA, Gaithersburg: NISTIR, 1993.
- KARLSSON, Björn a James G. QUINTIERE. *Enclosure fire dynamics*. Boca Raton, FL: CRC Press, 1999. Environmental and energy engineering series. ISBN 978-0-8493-1300-4.
- PEACOCK, R. D., P. A. RENEKE a G. P. FORNEY. *CFAST – Consolidated Model of Fire Growth and Smoke Transport (Version 7) Volume 2: User's Guide*. 2019.
- BENÝŠEK, Martin a Radek ŠTEFAN. *FMC - Fire Models Calculator [software online]*. Prague: CTU in Prague, Faculty of Civil Engineering, Dep. of Concrete and Masonry Structures, 2015.
- MINISTERSTVO DOPRAVY a ODBOR POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ. *METODICKÝ POKYN. Větrání silničních tunelů - Volba systému, navrhování, provoz a zabezpečení jakosti větracích systémů silničních tunelů*. 8. duben 2013
- Nařízení vlády č. 264/2009 Sb., o bezpečnostních požadavcích na tunely pozemních komunikací delší než 500 metrů
- CHOW, W.K. Simulation of tunnel fires using a zone model. *Tunnelling and Underground Space Technology* [online]. 1996, **11**(2), 221–236. ISSN 08867798. Dostupné z: doi:10.1016/0886-7798(96)00012-0
- FLOYD, Jason E. *Comparison of CFAST and FDS for fire simulation with the HDR T51 and T52 tests* [online]. NIST IR 6866. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology. 2002 [vid. 2020-09-29]. Dostupné z: doi:10.6028/NIST.IR.6866
- TAVELLI, Silvia, Renato ROTA a Marco DERUDI. A critical comparison between CFD and zone models for the consequence analysis of fires in congested environments. In: *6th International Conference on Safety and Environment in Process and Power Industry (CISAP6 2014)*. B.m.: ITA, 2014, s. 247–252. ISBN 88-95608-27-5.
- SVOBODOVÁ, N., M. BENÝŠEK, R. ŠTEFAN a J. NOVÁK. Zone modelling of tunnel fires using different tunnel segmentation In: *Recenzovaný Sborník abstraktů XXXI. ročníku mezinárodní konference. Ostrava: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, z.s., 2022. p. 106-108. ISBN 978-80-7385-256-6.*
- INGASON, Haukur a Anders LÖNNERMARK. Heat release rates from heavy goods vehicle trailers in tunnels. *Fire Safety Journal*. 2005, **40**, 22.
- URUBA, V. *Turbulence*. ČVUT v Praze: Fakulta strojní, 2009.
- FORNEY, Glenn P. *Smokeview (Version 6) A Tool for Visualizing Fire Dynamics Simulation Data Volume II: Technical Reference Guide* [online]. NIST SP 1017-2. 2013 [vid. 2020-12-20]. Dostupné z: doi:10.6028/NIST.SP.1017-2
- BAMONTE, Patrick, Roberto FELICETTI, Pietro G. GAMBAROVA a Alireza NAFARIEH. On the Fire Scenario in Road Tunnels: A Comparison between Zone and Field Models. *Applied Mechanics and Materials* [online]. 2011, **82**, 764–769. ISSN 1662-7482. Dostupné z: doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.82.764
- JOHANSSON, Nils. Evaluation of a multi-zone modelling concept for large volume buildings and tunnels. In: *PROCEEDINGS, Fire and Evacuation Modeling Technical Conference (FEMTC) 2022* [online]. 2022. Dostupné z: https://files.thunderheadeng.com/femtc/2022_d2-14-johansson-paper.pdf
- MCDERMOTT, Randall, Kevin MCGRATTAN a Simo HOSTIKKA. Fire dynamics simulator (version 5) technical reference guide. *NIST Special Publication*. 2008, **1018**(5).
- WEISENPACHER, Peter, Jan GLASA a Lukas VALASEK. Stratification of fire smoke and testing aerosol in a road tunnel: computer simulation. *ITM Web of Conferences* [online]. 2019, **24**, 02004. Dostupné z: doi:10.1051/itmconf/20192402004
- GUO, Xiaoping a Qihui ZHANG. Analytical solution, experimental data and CFD simulation for longitudinal tunnel fire ventilation. *Tunnelling and Underground Space Technology* [online]. 2014, **42**, 307–313. ISSN 0886-7798. Dostupné z: doi:10.1016/j.tust.2014.03.011

VLIV DRUHU SPŘAŽENÍ NA ODOLNOST OCELOBETONOVÝCH PANELŮ VYSTAVENÝCH ÚČINKŮM VÝBUCHU

Vojtěch Šulc, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
vojtech.sulc@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Předmětem článku je představení části probíhajícího experimentálního programu zabývající se charakterizací chování spřažených kompozitních konstrukcí ocel-beton vystavených zatížení výbuchem. Součástí experimentu jsou 2 sady materiálů různých vzorků po 6 odlišných konfiguracích vyztužení, resp. spřažení. Tento článek se detailně zabývá třemi prvky z betonu běžných pevností spřaženými různými způsoby se spodní ocelovou deskou. Právě odlišné způsoby spřažení jsou společným jmenovatelem vybraných vzorků k porovnání. Článek obsahuje vzájemné porovnání experimentálně získaných dat jak mezi sebou, tak s vytvořenými výpočetními modely. Mezi experimentálně získaná data jsou zejména řazeny průběhy rychlostí spodního povrchu zkoušených vzorků. Z nich jsou pomocí integrace vypočteny deformace. Hlavním cílem příspěvku je přiblížit čtenáři problematiku chování kompozitních materiálů ocel-beton vystavených blízkému výbuchu a popsat fenomény, na které bylo naraženo při pracích v rámci experimentálního programu. V závěru článku jsou mimo jiné uvedeny předběžné směry výzkumu do budoucna.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Kompozit • Ocel • PDV • Photonic Doppler Velocimetry • Výbuch

ABSTRACT

The subject of the article is the presentation of a part of the ongoing experimental program dealing with the characterization of the behaviour of composite steel-concrete structures exposed to blast loads. Part of the experiment are 2 sets of materials with different specimens of 6 different configuration reinforcements, respectively connection between these 2 materials. This article deals with 3 specimens made of normal strengths concrete connected in different ways to the bottom steel slab. The different kinds of connection were chosen for comparison. The article therefore contains a mutual comparison of the experimentally obtained data both with each other and with the created numerical models. Among the experimentally obtained data, the velocity curves of the lower surface of the tested specimens are listed in particular. From them, the deformations are determined by integration. The

main goal of the contribution is to bring the reader closer to the issue of steel-concrete composite materials exposed to a near explosion and to describe the phenomena that were encountered during work within the experimental program. At the end of the article, preliminary plans for the future are presented.

KEYWORDS

Blast • Composite • Concrete • PDV • Photonic Doppler Velocimetry • Steel

1. ÚVOD

Jedním z největších problémů u konstrukcí vystavených blízkému výbuchu jsou odletující úlomky. Ty velmi často představují mnohem větší riziko než vzdušná rázová vlna od samotného výbuchu. Mezi tímto způsobem potenciálně okolí ohrožujícími materiály lze řadit mimo jiné i beton, resp. železobeton. Jedním z možných řešení je obklopení betonu materiálem, který není po výbuchu roztržštěn na více malých úlomků. Z tohoto hlediska se jeví spřažené kompozitní panely ocel-beton jako ideální. Spřažením těchto dvou materiálů lze dosáhnout i velmi tuhého ale zároveň duktilního kompozitu. To vše bylo motivací v tomto experimentálním programu. Užitím k betonu běžné pevnosti i UHPFRC vzniká rozmanitá škála vzorků, které byly posuzovány. Tento článek se však kvůli své omezené délce podrobně zabývá pouze trojicí kompozitních panelů z betonu běžné pevnosti. Všechny 3 mají pouze spodní ocelovou desku a liší se typem jejího spřažení s betonem. Představení právě vlivu spřažení je jedním z hlavních cílů tohoto článku.

2. EXPERIMENT

2.1. Popis experimentu

V rámci experimentu bylo zkoumáno celkem 6 různých betonových panelů ve dvou variantách betonu. Při prvním experimentálním dnu byl použit běžný beton. Při druhém dnu byly zkoumány prvky stejně uspořádané, ale byly zkoušeny prvky z UHPFRC.

Jedná se o sady betonových panelů s různými vlastnostmi. Odlišují se různými konfiguracemi umístění ocelových desek i

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

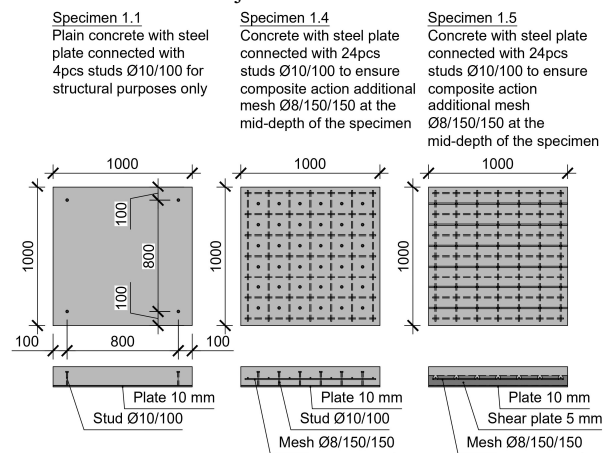
různými spráhujícími prostředky, resp. v některých případech hustotou jejich použití.

Všechny varianty vzorků jsou uvedeny v Tabulka 1, přičemž řešené vzorky jsou zvýrazněny.

Tabulka 1 - Přehled všech zkoumaných vzorků z betonu běžné pevnosti

Označení vzorku	Popis vzorků
1.0	Beton vyztužen sítí Ø8/150/150, krytí 30 mm
1.1	Prostý beton se spodní ocelovou deskou tl. 10 mm, sprážení pomocí 4 trnů Ø10/100 v rozích
1.2	Prostý beton se spodní i horní ocelovou deskou tl. 10 mm, spojení pomocí 4 závitových tyčí M10 v rozích
1.3	Prostý beton se spodní i horní ocelovou deskou tl. 10 mm, spojení pomocí 24 závitových tyčí M10
1.4	Beton vyztužen sítí Ø8/150/150 uprostřed výšky, spodní ocelová deska tl. 10 mm, sprážení pomocí 24 trnů Ø10/100
1.5	Beton vyztužen sítí Ø8/150/150 uprostřed výšky, spodní ocelová deska tl. 10 mm, sprážení pomocí 6 spráhovacích lišt tl. 5 mm

Předmětem tohoto článku jsou pouze vzorky 1.1, 1.4 a 1.5 zhotovené z betonu běžné pevnosti. Schéma vzorků, ke kterým je vztahován tento článek je uvedeno na Obrázek 1.



Obrázek 1 - Přehled řešených vzorků

Vybrané zkoumané vzorky mají všechny pouze spodní ocelovou desku. Liší se hlavně charakterem použitého spráhovacího prvku. U vzorku 1.1 je spodní ocelová deska sprážená s betonem pouze konstrukčně pomocí 4 trnů Ø10/100. Spodní deska vzorku 1.4 je sprážená 24 trny stejných dimenzí jako v předchozím případě, a navíc je zde doplněna výztužná síť Ø8/150/150 ve středu výšky. Na sprážení ocelové desky s betonem v případě vzorku 1.5 bylo použito celkem 6 spráhovacích lišt tl. 5 mm s kruhovými otvory pro vedení výztužné sítě Ø8/150/150 ve středu výšky.

Prvky z betonu běžné pevnosti byly zhotoveny z betonu C30/37 XF2 (F.1.1) S4 Dmax16 CEM I 42,5 R CI 0,2. Všechny vzorky byly betonovány v Kloknerově ústavu ČVUT. Pro kontaktní výbuch bylo použito u všech vzorků 0,5kg Semtexu 1A.

Rozměry všech vzorků jsou shodně 1,0x1,0x0,15 m. Právě volba rozměrů panelů a hmotnost nálože je zásadní. Napříč škálou zkoumaných vzorků se nachází diametrálně odlišné odolné vzorky (např.: velmi odolný vzorek 1.5, respektive většina prvků z UHPFRC, oproti tomu křehký vzorek 1.0). Zároveň bylo nutné zvolit velikost prvků takovou, aby na jeho ploše bylo možné realizovat určitou škálu možností sprážení.

Porovnání vlivu zmiňovaných různých druhů sprážení bylo jedním z cílů experimentu.

Na Obrázek 2 je patrný panel připravený být vystaven účinkům výbuchu. Na jeho povrchu je umístěna výbušnina. Po stranách jsou patrné manipulační úchyty. Panel je usazen na svařené ocelové stolici. Pod panelem jsou umístěny zařízení pro měření PDV.

Experiment byl uspořádán na Univerzitě Pardubice za spolupráce se zaměstnanci Ústavu energetických materiálů.



Obrázek 2 – Umístění vzorku před výbuchem

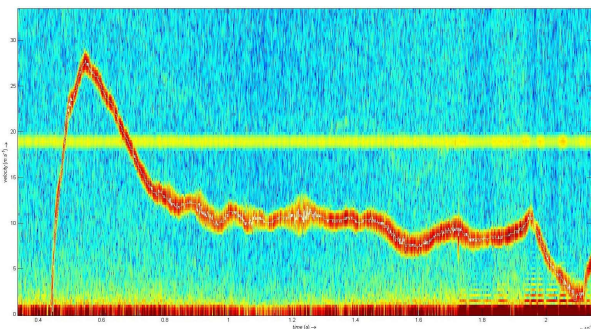
V rámci experimentu byla měřena rychlost spodního povrchu vzorků během odezvy na zatížení výbuchem.

Dále bylo provedeno vyšetření panelů ultrazvukem před a po výbuchu. To bylo učiněno v rastru 200x200 mm. Bohužel u některých vzorků došlo ke kompletní delaminaci vrstev a při měření ultrazvukem nebyly naměřeny žádné hodnoty.

2.2. Stručný popis metody Photonic Doppler Velocimetry (PDV)

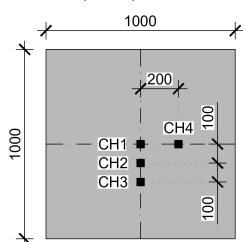
V experimentu použitá metoda Photonic Doppler Velocimetry, zkráceně PDV, je interferometrická laserová metoda. V principu je založená na současném vysílání a přijímání téhož laserového paprsku pomocí kolimátoru. V jeden okamžik jsou paralelně vysílány 2 ramena. Jedno referenční rameno a druhé, skrze které probíhá měření v několika kanálech. V měřícím ramenu dochází vlivem pohybu měřeného objektu k posunu frekvence. Zjednodušeně řečeno, při měření dochází k Dopplerově jevu. Při vyhodnocování jsou používány buď Fourierova transformace nebo vlnková transformace. Tato metoda je často využívána pro měření vysokorychlostních jevů až do rychlosti desítek km/s.

Na Obrázek 3 je vykreslen časově-frekvenční spektrogram frekvenčně posunutého měření. V tomto experimentu byly použity 4 kanály. Výsledky byly v drtivé většině čitelné do cca 2,5 ms. Ve většině případů je záznam v delším čase nečitelný, jelikož je měření již začíná být zatíženo větším množstvím vnějších vlivů, které záznam činí neprůkazný.



Obrázek 3 - Výstup z měření PDV

Jak již bylo zmíněno, byly měřeny celkem 4 body na spodním povrchu všech panelů (CH1-CH4). Jednalo se o body ve středu panelu (CH1), dvojici bodů ve vzdálenosti 200 mm od středu ve dvou na sobě kolmých směrech (CH3, CH4) a bod ve vzdálenosti 100 mm od středu (CH2).



Obrázek 4 - Schéma umístění měřených bodů

3. NUMERICKÉ MODELY

3.1. Popis modelu

Pro potřeby experimentu byly vytvořeny výpočetní modely v softwaru LS-DYNA. Jedná se o konečně-prvkový model řešený metodami explicitní dynamiky. Zkoumané vzorky jsou modelovány pomocí objemových prvků. Všem prvkům jsou přisouzeny příslušné materiálové vlastnosti. V této fázi prací na projektu nebylo přistoupeno k modelování okolního prostředí pomocí objemových prvků. Výbuch je modelován pomocí funkcionality LOAD_BLAST_ENHANCED přítomné v použitém softwaru. Byl proveden přepočítání použité hmotnosti výbušniny (Semtexu) na ekvivalent TNT.

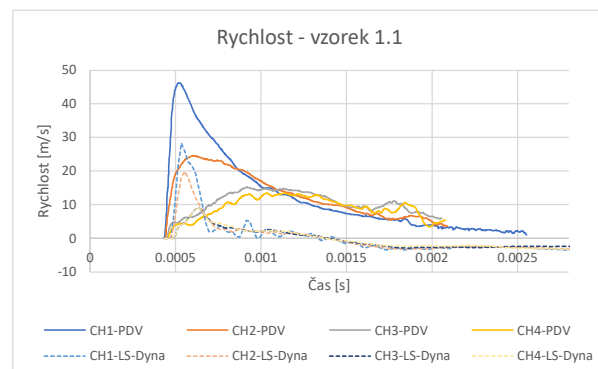
Všechny modely jsou shodně podepřeny po jejich obvodu podporami působícími pouze v tlaku. Pro zpřesnění výpočetního modelu je možné přejít i k modelaci podpěrné ocelové stolice. Tento postup zatím proveden nebyl, ale je veden v patrnosti. Výpočet byl proveden do času 10 ms. Velikost sítě konečných prvků byla s ohledem na vlastnosti vzorků zvolena 5 mm. Spřáhovací prvky i betonářská výztuž je modelována objemovými prvky, stejně jako beton i ocelové desky. V současné době stále probíhá validace výpočetních modelů.

3.2. Porovnání rychlostí a deformací

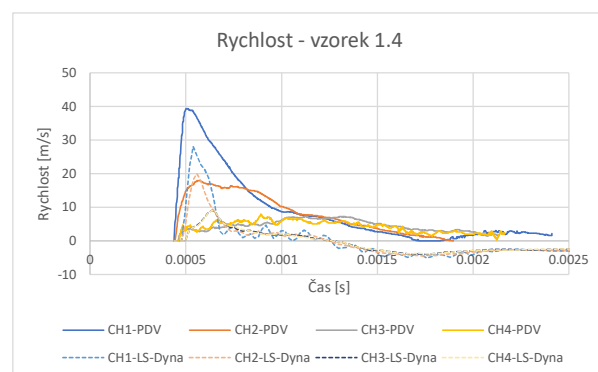
Jednou z možností, jak porovnat výsledky z výpočetního modelu se skutečností, je zobrazení rychlostí prvků na spodním povrchu ve stejných polohách, jako jsou polohy, ve kterých byla tato rychlost měřena.

Nulový čas ve výpočetním softwaru a v grafech jež jsou výstupem z měření PDV, nejsou vždy stejné. Pro účely vzájem-

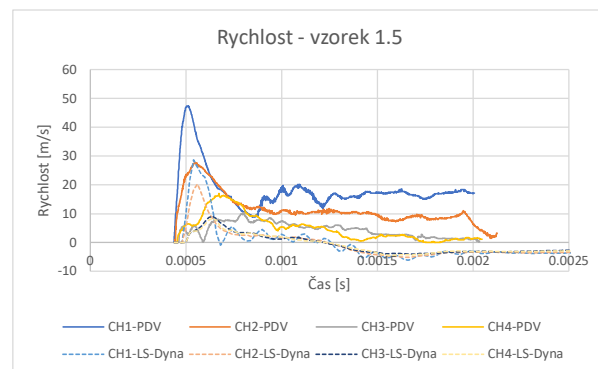
ného porovnání výsledků z experimentu a z výpočetního modelu byl posunut graf ze softwaru o příslušný čas tak, aby jevy začínaly přibližně shodně.



Obrázek 5 - Rychlost spodní povrch - vzorek 1.1



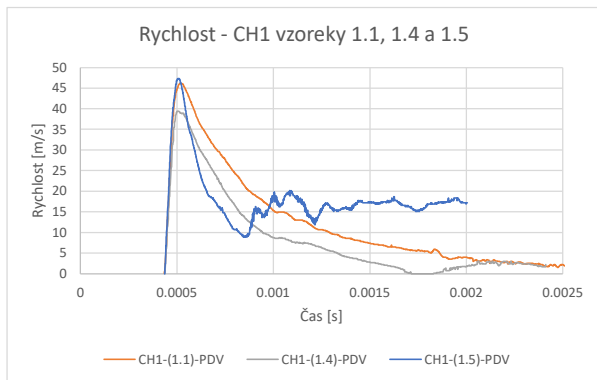
Obrázek 6 - Rychlost spodní povrch - vzorek 1.4



Obrázek 7 - Rychlost spodní povrch - vzorek 1.5

Z předložených grafů na Obrázek 5 - Obrázek 7 je patrné, že ve výpočetním modelu nebylo téměř v žádném bodu dosaženo stejné nebo větší rychlosti, než bylo naměřeno při experimentu. Je možné, že ve výpočetním modelu nebyla zastížena špička zatížení výbuchem, ale až jeho zmenšená hodnota.

Z naměřených hodnoty při experimentu je vidět, že nejrychlejší byl vždy bod uprostřed vzorku.

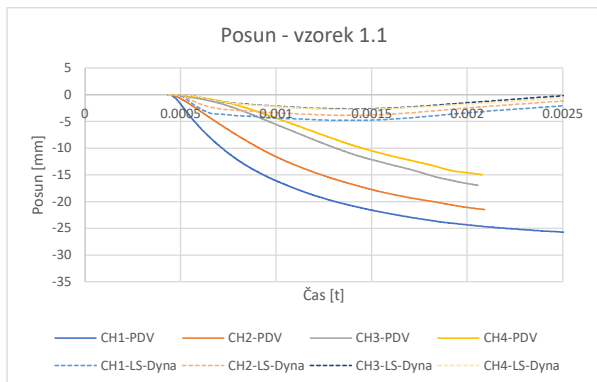


Obrázek 8 - Rychlost středů všech řešených panelů

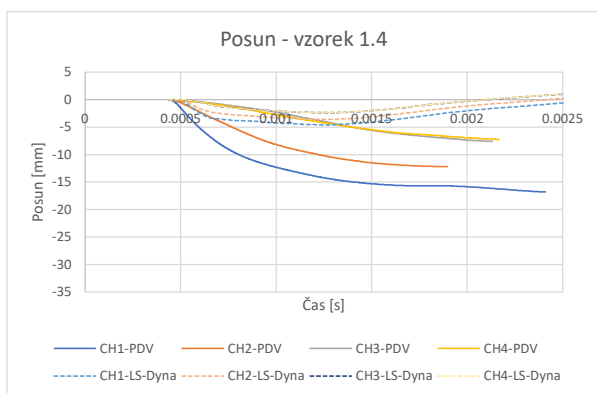
Maximální rychlosti bodů CH1 z výpočetního modelu jsou u všech vzorků velmi podobné a rozdíl mezi nejrychlejším (1.5 – 28,66 m/s) a nejpomalejším (1.4 – 28,12 m/s) je 0,5 m/s.

Tato maximální hodnoty jsou vzájemně mírně odlišné u hodnot získaných metodou PDV. Ty jsou spolu v grafu uvedeny na Obrázek 8. Jak již bylo zmíněno, jsou v absolutní hodnotě větší než vypočtené. Zde rozdíl mezi nejrychlejším (1.5 – 47,35 m/s) a nejpomalejším (1.4 – 39,36 m/s) vzorkem je téměř 8 m/s.

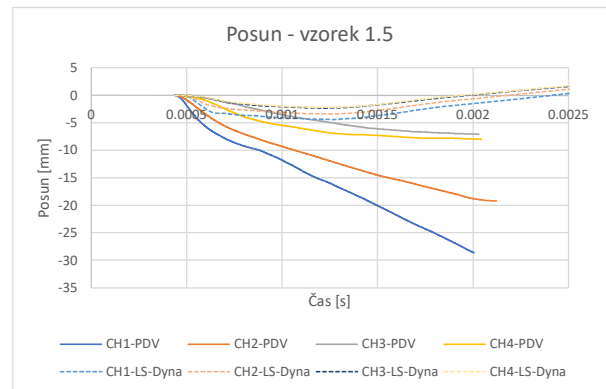
Mezi rychlostí a posunem platí jednoduchý vztah, kdy rychlost je derivací posunu podle času. Posun tak lze získat integrací rychlostí. Tímto způsobem byli z PDV rychlostí získány posuny bodů naměřené při experimentu.



Obrázek 9 - Posuny spodní povrch - vzorek 1.1



Obrázek 10 - Posuny spodní povrch - vzorek 1.4



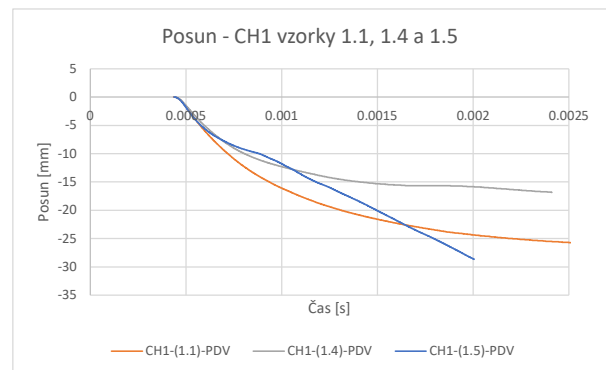
Obrázek 11 - Posuny spodní povrch - vzorek 1.5

Z grafů na Obrázek 9 až Obrázek 11 je jasné, že při experimentu došlo k větším posunům spodního povrchu, než bylo následně spočteno ve výpočetním programu.

Lze se domnívat, že v případě vymodelování podporující ocelové stolice by ve výpočtu bylo dosaženo větších deformací.

Další jev, který je patrný z vypočtených hodnot, je následný protikmit všech panelů. Ten není, kvůli omezení délce záznamu, patrný na žádné křivce posunů integrovaných z PDV. Dá se předpokládat, že i ve skutečnosti k tomuto dokmitání zkoumaných objektů docházelo, u ocelových konstrukcí je to obecně známý jev. V současné chvíli ale není možné určit do jaké míry se to u jakých vzorků událo.

Na Obrázek 12 jsou posuny středů získané při experimentu. Z grafu je vidět, že nejmenší průhyb byl zaznamenán u vzorku 1.4.



Obrázek 12 - Posun středů všech řešených panelů

3.3. Vizualní porovnání

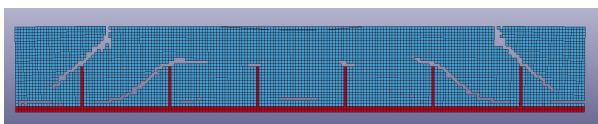
Mimo záznamy z PDV je možné zkoumané vzorky vzájemně porovnávat i z vizuálního hlediska. V použitém výpočetním softwaru LS-DYNA dochází k odstranění (tzv. erozi) prvků, u kterých byla vyčerpána jejich únosnost. Pro zobrazení, jak blízko své limitní pevnosti se prvek aktuálně nachází je v softwaru zavedena veličina Effective Plastic Strain, která nabývá hodnot z intervalu $\langle 0;1 \rangle$, kdy při hodnotě 1,0 je z modelu odstraněn, z hlediska hmotnosti v modelu ale zůstává.

Ve spojení s použitým softwarem se tak nabízí i vzájemné porovnání dat z výpočetního modelu a dat z experimentu.

Při pohledu z boku kolmo na spřahovací lišty panelů 1.5 na Obrázek 13 a Obrázek 14 jsou na obou výstupech patrné trhliny v horní části lišt. Při experimentu nebyly objeveny šikmé trhliny mezi poslední a předposlední lištou.



Obrázek 13 - Pohled kolmo na spřahující lišty prvku 1.5 (experiment)

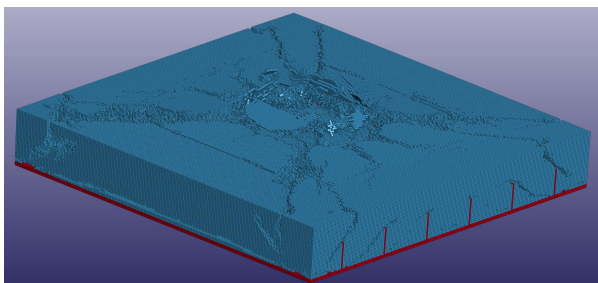


Obrázek 14 - Pohled kolmo na spřahující lišty prvku 1.5 (LD-DYNA)

Ve výpočetním modelu došlo v druhém směru (rovnoběžném s lištami) k delaminaci betonové části od ocelové desky a ke vzniku šikmých trhlin.



Obrázek 15 - Pohled rovnoběžně se spřahujícími lištami prvku 1.5 (experiment)



Obrázek 16 - Axonometrický pohled na prvek 1.5 (LS-DYNA)

Při experimentu rovněž došlo k částečné delaminaci. Při experimentu byla zaznamenána vlasová trhlina ve středu panelu kolmo na spřahovací lišty. Ke vzniku této trhliny ve výpočetním softwaru nedošlo. Při celkovém porovnání míry poškození skutečného panelu a panelu ve výpočetním programu lze dojít k názoru, že panel v softwaru vykazuje více trhlin, které jsou

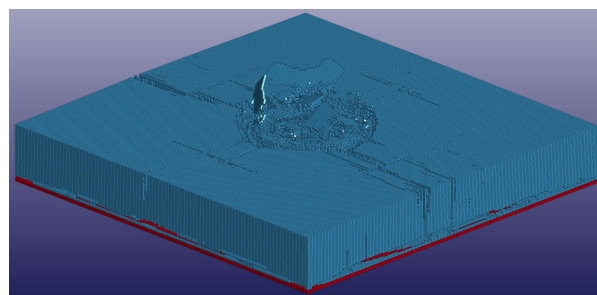
více rozvinuté. V následujících pracích na výpočetních modelech budou upravovány materiálové charakteristiky betonu, jehož chování se jeví více křehčí, než bylo pozorováno při experimentu.

Zajímavé výsledky byly získány u vzorku 1.1. Při experimentu došlo k významnému porušení betonového panelu. Dalo by se předpokládat, že k tomuto porušení došlo postupným rozvojem hlavních diagonálních trhlin šířících se přímo přes spřahovací trny umístěny v rozích panelu. Tyto trhliny byly doplněny dalšími trhlínami.

Ve výpočetním modelu se prvek nejeví poškozen takovým způsobem, jako při experimentu. Dokonce ani nedošlo ke vzniku zmiňovaných diagonálních trhlin. Došlo ke vzniku ortogonálních trhlin. Došlo však k téměř kompletní delaminaci betonu a ocelové desky. Lze tedy předpokládat, že v případě dopočtení modelu do delšího času jevu, došlo by rovněž k oddělení některých betonových částí jako tomu bylo v experimentu.



Obrázek 17 - Pohled na porušený vzorek 1.1



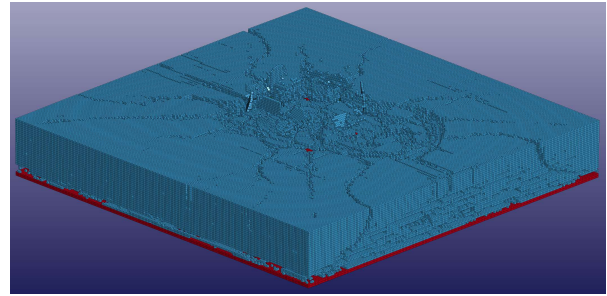
Obrázek 18 - Axonometrický pohled na prvek 1.1 (LS-DYNA)

Vzorek 1.4 se po zatížení kontaktním výbuchem jevil jako výrazně méně poškozený, než vzorek 1.1. Na panelu byly zaznamenány ortogonální trhliny. K delaminaci došlo v podstatně menší míře než u vzorku 1.1.

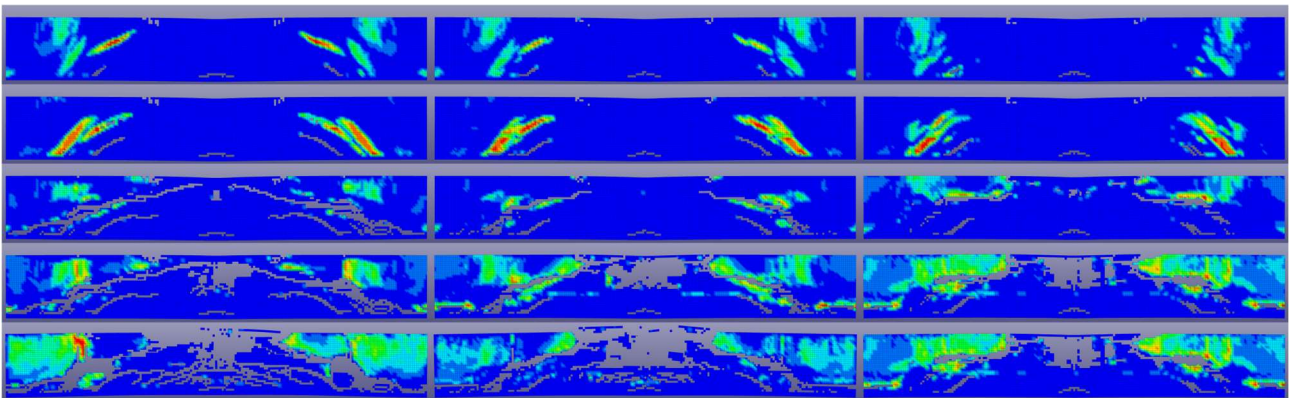
Při vizuálním porovnání kráteru po výbuchu na povrchu všech panelů po experimentu se jeví kráter nejmenší u vzorku 1.5, následuje podle očekávání vzorek 1.4 a nejvíce postižený je panel 1.1.



Obrázek 19 - Pohled na panel 1.4



Obrázek 20 - Axonometrický pohled na prvek 1.4 (LS-DYNA)



Obrázek 21 - Porovnání vzorků (zleva 1.1, 1.4, 1.5)

Na Obrázek 21 jsou zobrazeny všechny 3 vzorky z výpočetního modelu v řezu v jejich těžišti (řez u vzorku 1.5 je veden kolmo na spřahovací lišty). Modely jsou zobrazeny v 5 shodných časech. Jedná se o časy 0,28 ms, 0,38 ms, 1,38 ms, 1,98 ms, 4,98 ms.

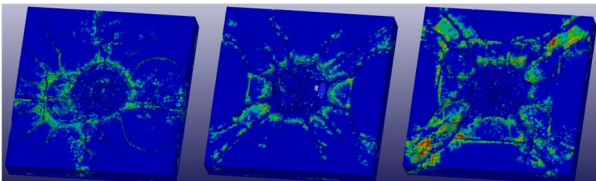
U vzorku 1.1 jsou patrné znatelně plošší trhliny, jejichž rozvoj je rychlejší než u ostatních vzorků.

V případě vzorku 1.5 vzniká porušení majoritně v horní části průřezu nad spřahovacími lištami. Napětí se zde převážně koncentruje v hlavách těchto lišt.

K delaminaci rohů vzorku 1.5 dojde již při čase cca 0,6 ms.

U vzorků 1.1 a 1.4 dochází k delaminaci postupně. Nejdříve shodně v čase přibližně 0,6 ms jsou delaminovány rohy a poté probíhá delaminace od středů k rohům.

V čase cca 1,5 ms dochází k erozi dominantní části prvků v blízkosti těžišť panelů.



Obrázek 22 - Axonometrické porovnání vzorků (zleva 1.1, 1.4, 1.5)

Na Obrázek 22 jsou předloženy pohledy na poškozené vzorky v čase 8 ms. U panelu 1.1 a 1.4 se vyskytuje jedna majoritní radiální trhlina ohraničující horní hranu výsledného kráteru. U

panelu 1.5 je radiálních trhlin více. Sekundární radiální trhliny nabývají mírně ortogonálnějšího charakteru. To by se teoreticky dalo vysvětlit tím, že vznik trhlin je z části předurčen polohou spřahujících lišt nad nimiž, jak bylo zmíněno, dochází ke koncentraci namáhání.

4. ZÁVĚR

Článek popisuje probíhající experimentální program zabývající se popisem chování spřažených konstrukcí ocel-beton vystavených zatížení výbuchem. Cílem článku primárně nebylo vysvětlení zastižených fenoménů. V této fázi se spíše jedná o popis daných jevů a jejich vzájemné porovnání.

Porušení, ke kterým v prvcích dochází, je velmi těžké jednoduše popsat. V panelech dochází k opakovaným odrazům tlakových vln mezi oběma povrchy.

Dalo by se předpokládat, že spřahovací lišty a hustě osazené spřahovací trny dostatečně spřáhly oba materiály do té míry, že vzorek zůstal relativně celistvý i po výbuchu. To se nedá prohlásit o spřažení pouze 4 trny u vzorku 1.1, kde byla významně porušena integrita téměř celé betonové části vzorku. Dá se tedy jednoznačně prohlásit, že vliv spřažení na

Do budoucna bude nutné řádně validovat výpočetní modely a případně provést jejich úpravy.

V dalších plánech týkající se tohoto experimentálního programu je jistě porovnání i ostatních vzorků z betonu běžných pevností a celkové zabývání se i druhé sady panelů zhotovených z UHFRPC a prioritně vysvětlení zastižených fenoménů.

ACKNOWLEDGEMENTS

Príspevek vznikl za finanční podpory Grantové agentury ČR, projekt číslo 22-33039S.

Reference

- WU, Chengqing, Jun LI a Yu SU. Development of Ultra-High Performance Concrete Against Blasts: From Materials to Structures. United Kingdom: Woodhead Publishing, 2018, 422 s. ISBN 978-0-08-102496-6.
- DOLAN, D.H. Extreme measurements with Photonic Doppler Velocimetry (PDV). Review of Scientific Instruments. 2020, 91(5). ISSN 0034-6748. Dostupné z: doi:10.1063/5.0004363
- KUČERA, Jindřich, Petr NESVADBA, Martin KUNZEL, Aline CARDOSO ANASTÁCIO a Jiří PACHMAN. Measurement of impact velocity of cladding metal by photonic Doppler velocimetry (PDV). In: Proceedings of the 19th Seminar on NTREM. Univerzita Pardubice, 2016. ISBN 978-80-7395-976-0.
- FOGLAR, Marek, Radek HÁJEK, Radek ŠTEFAN a Jiří STÖHR. Vyšetřování vlastností cementových kompozitů vystavených působení extrémních zatížení: experimenty, modelování, technologie. V Praze: České vysoké učení technické, 2016, 165 s. ISBN 978-80-01-05892-3.
- ZHAO, Chunfeng, Kaicheng HE, Lunhai ZHI, Xin LU, Rong PAN, Avinash GAUTAM, Jingfeng WANG a Xiaojie LI. Blast behavior of steel-concrete-steel sandwich panel: Experiment and numerical simulation. Engineering Structures. 2021, 246. ISSN 01410296. Dostupné z: doi:10.1016/j.engstruct.2021.112998

ZPŘESNĚNÍ NUMERICKÉ SIMULACE PANELU Z BETONU VYZTUŽENÉHO DRÁTKY

*Kryštof Toman, **

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
krystof.toman@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek navazuje na numerickou simulaci deskového panelu z betonu vyztuženého ocelovými drátky. Simulace byla provedena autorem v prosinci 2021 v rámci 2. ročníku mezinárodní soutěže „Blind Simulation Competition“, kterou pořádala organizace fib (Fédération Internationale du Béton). Na této simulaci je vyzkoušen experimentální software APIS FRC sloužící k identifikaci vstupních hodnot numerického materiálového modelu 3D Nonlinear Cementitious 2 User při nelineárních simulacích v softwaru ATENA. Cílem je popsat jeden z možných postupů zjištění těchto hodnot, zpřesnit dosažené výsledky numerické simulace a porovnat je s výsledky reálné zatěžovací zkoušky deskového panelu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Drátkobeton • APIS FRC • nelineární analýza • software ATENA • numerická simulace

ABSTRACT

This article is a follow-up to the numerical simulation of a slab strip made by steel fibre reinforced concrete. The simulation was carried out by the author in December 2021 in the context of the 2nd International Blind Simulation Competition, organized by fib (Fédération Internationale du Béton). The experimental software APIS FRC used to identify the input values of the numerical material model 3D Nonlinear Cementitious 2 User in nonlinear simulations in ATENA software is tested in this simulation. The aim is to describe one possible procedure to identify these values, to refine the numerical simulation results obtained and to compare them with the results of a real slab strip load test.

KEYWORDS

Steel fibre reinforced concrete • APIS FRC • Non-linear analysis • Software ATENA • Numerical simulation

1. ÚVOD

Numerické modelování umožňuje predikovat skutečné chování konstrukcí při definovaných zatěžovacích stavech. Aby byla dosažena shoda s realitou, je nutné dostatečně vhodně po-

stihnout geometrii konstrukce, okrajové podmínky, způsob zatěžování, typ výpočtu s uvážením lineárního nebo nelineárního chování, materiálové charakteristiky použitých materiálů, případně další specifické vlastnosti konkrétní zkoumané konstrukce. Do numerického modelu tedy vstupuje celá řada proměnných, kdy na jedné straně je jejich získání jednoduché (např. geometrie konstrukčního prvku) a na druhé straně se objevují vstupy, jejichž získání předchází celá řada zkoušek, podrobných zkoumání a inženýrských úvah. Všechny vstupní údaje dohromady rozhodují o úspěchu predikce skutečného chování konstrukce.

Pokud zkoumáme konstrukci v oblastech meze porušení, zpravidla vždy je nutné použít nelineární výpočet, který postihuje plastické přetváření materiálů, případně porušení materiálů trhlinami. K tomu jsou určeny sofistikované výpočetní softwary nabízející různé numerické materiálové modely. Jejich složitost se odvíjí od vlastností zkoumaného materiálu.

V případě konstrukcí z betonu vyztuženého ocelovými vlákny se objevuje specifický problém popsání materiálových zejména tahových charakteristik zkoumaného vláknobetonu. U klasického železobetonového prvku, kde jsou tahová namáhání přenášena betonářskou výztuží, nejsou tahové parametry betonu rozhodující. Naproti tomu u vláknobetonu (zejména pokud se jedná o materiál se zpevněním např. dle TP ČBS 07: Ultra vysokohodnotný beton (UHPC) [1]) je příspěvek od samotného betonu s vlákny k tahové pevnosti významný a konkrétně u ohýbaných prvků z UHPFRC lze v některých případech betonářskou výztuž i vypustit. Proto je nutné podrobně charakterizovat tahové vlastnosti tohoto materiálu.

Na numerické modelování železobetonových konstrukcí je zaměřen software ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) [2] od firmy Červenka Consulting s.r.o. V rámci numerického materiálového modelu 3D Nonlinear Cementitious 2 User s variabilními materiálovými parametry je možné simulovat chování vláknobetonových konstrukcí. Toho autor využil při predikci chování deskového panelu při zatěžovací zkoušce, která byla následně zrealizována v rámci 2. ročníku mezinárodní soutěže „Blind Simulation Competition“ pořádané pracovní skupinou „fib Working Group WP 2.4.1 Modelling of Fibre Reinforced Concrete Structures“. Tento článek navazuje na uvedenou predikci s cílem zpřesnit chování numerického modelu využitím experimentálního modulu APIS FRC v softwarovém balíku ATENA.

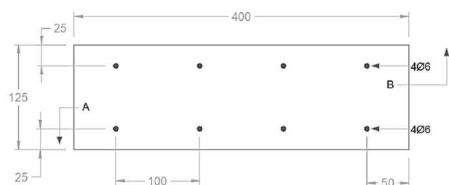
* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

2. MODUL APIS FRC

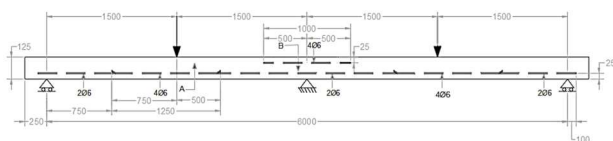
Modul APIS FRC (Atena Parameter Identification Software) je experimentální software [3] sloužící k identifikaci vstupních hodnot numerického materiálového modelu při nelineárních simulacích v programu ATENA. Modul porovnává výstupní hodnoty z numerické simulace s hodnotami z experimentální zkoušky. V každém dalším iteračním kroku optimalizuje hodnoty numerického modelu tak, aby byla dosažena požadovaná shoda skutečného experimentu a numerického modelu. Podle volby počtu iterací a cílové odchylky je nalezena konkrétní sada materiálových hodnot. V případě simulace chování vláknobetonů lze tímto modulem nalézt tahovou část pracovního diagramu numerického materiálového modelu 3D Nonlinear Cementitious 2 User.

3. OVĚŘOVANÝ EXPERIMENT

Pro otestování schopností modulu APIS FRC byl využit experiment provedený v rámci mezinárodní soutěže, jejíž cílem bylo ověřit možnosti modelování vláknobetonových konstrukcí. Zadáním soutěže bylo predikovat chování deskového panelu zatěžovaného jako spojitý dvupolový nosník při zatížení dvěma břemeny v polovině rozpětí každého pole. Panel byl proveden z betonu třídy C50/60-XD3(P)CL0.20-D_{max}12.5. Do betonové směsi byla přidána ocelová vlákna HE ++ 90/60 s tahovou pevností 1900 MPa. Panel byl doplněn klasickou betonářskou výztuží u spodního povrchu po celé délce a u horního povrchu v oblasti nad střední podporou.



Obrázek 01: Příčný řez panelem [4]



Obrázek 02: Geometrie ohybové zatěžovací zkoušky [4]

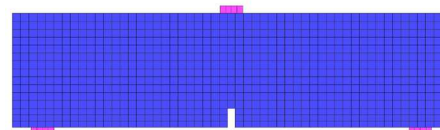
Z betonové směsi byly v úvodu soutěže odlity zkušební vzorky. Na vzorcích byla určena tlaková válcová pevnost betonu, která činila 57,8 MPa, a sečnový modul pružnosti dle EN 12390-13:2014 o hodnotě 31,9 GPa. Pro popsání tahových charakteristik vláknobetonu byla provedena zkouška dle EN 14651+A1 [5] v třibodovém ohybu na trámcích se zářezem celkem na 6 vzorcích. Při této zkoušce se měří velikost působící síly v závislosti na rozevření trhliny/zářezu na spodním povrchu zkoušeného tránce (CMOD – Crack Mouth Opening Displacement). Výsledkem bylo 6 diagramů závislosti dosažené síly a rozevření trhliny CMOD.

4. ZPŘESNĚNÍ VÝSLEDKŮ NUMERICKÉ SIMULACE

4.1. Numerický model třibodové ohybové zkoušky na trámcích se zářezem

Vstupy do modulu APIS FRC jsou numerický model zkušební vzorku a porovnávané experimentálně zjištěné hodnoty. V tomto případě se konkrétně jedná o numerický model třibodové ohybové zkoušky na trámcích se zářezem dle EN 14651+A1 a zjištěné hodnoty síly v závislosti na CMOD. V prvním kroku bylo tedy nutné sestavit numerický model této třibodové normové zkoušky a do modelu zavést monitory pro odečítání porovnávaných hodnot. Geometrie numerického modelu byla převzata z normy EN 14651+A1 a velikost konečných prvků byla nastavena na 10 mm. Jako materiálový model byl použit 3D Nonlinear Cementitious 2 User, kde byly nastaveny následující hodnoty: modul pružnosti $E = 31,9$ GPa, Poissonovo číslo $\mu = 0,2$, pevnost v tahu $f_t = 5,2$ MPa, pevnost v tlaku $f_c = 57,8$ MPa. Tahová pevnost byla odvozena z diagramů CMOD, kde odpovídá maximálnímu dosaženému tahovému napětí v betonu před vznikem prvních trhlin. Tahové parametry byly ponechány ve výchozím nastavení, pouze byl upraven parametr charakteristické délky na velikost odpovídající velikosti konečného prvku v souladu s doporučením [6]. Průběh tahového diagramu byl následně nalezen samotným modulem. V záložce tlakových parametrů byl opět upraven parametr charakteristické délky na velikost konečného prvku a první bod diagramu tlakové funkce byl zvýšen 100x v souladu s doporučením [6]. Zvýšení zahrnuje vliv vyšší duktility vláknobetonových prvků vůči obyčejnému betonu. Redukce tahové pevnosti tlakem byla v numerickém modelu potlačena opět v souladu s doporučením [6].

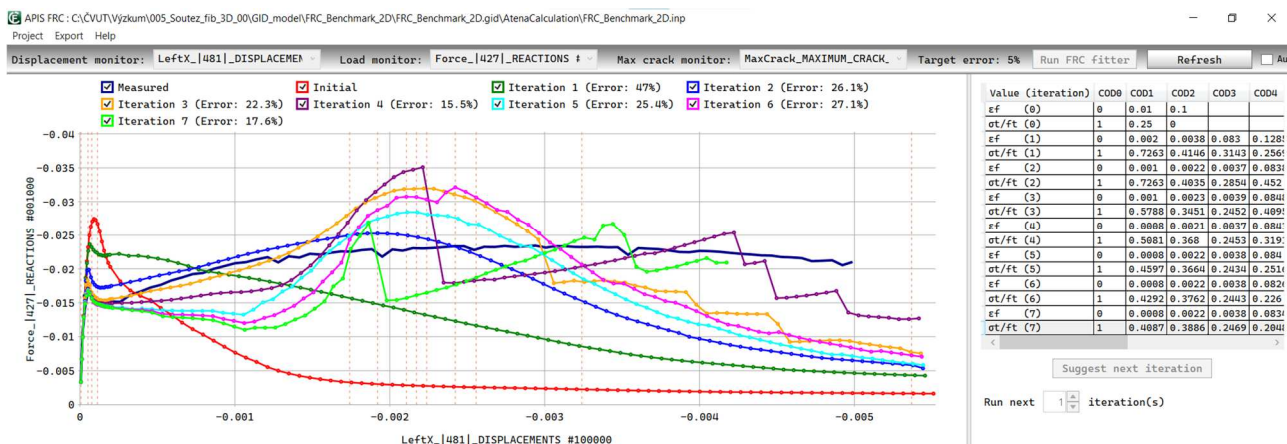
Do numerického modelu byly přidány monitory pro získávání porovnávaných hodnot. Konkrétně se jedná o zatěžovací sílu a vodorovný posun v místě zářezu na té polovině nosníku, kde se nachází volné uložení ve vodorovném směru.



Obrázek 03: Numerický model zkoušky dle EN 14651+A1 včetně sítě konečných prvků

4.2. Tahový diagram získaný modulem APIS FRC

Do modulu APIS FRC byl zadán výše popsaný numerický model a závislost zatěžovací síly a CMOD na zkušebním vzorku z reálného experimentu. Z šesti dostupných diagramů byl vybrán ten trámec, který odpovídal průměrným hodnotám ze všech měření. V modulu APIS FRC bylo provedeno celkem 7 iteračních kroků. Poslední 7. krok vykazoval v konečné fázi poměrně značnou nestabilitu a značné nároky na výpočetní čas. Proto nebyly provedeny další iterace. Výsledná celková odchylka skutečného zatěžovacího diagramu a numericky nalezeného zatěžovacího diagramu činí 17,6 % dle modulu APIS FRC. V počáteční fázi diagramu v oblasti kolem dosažení tahové pevnosti betonu se shoda jeví jako dostatečná dle obrázku 4.



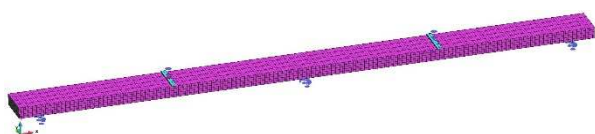
Obrázek 04: Průběh jednotlivých diagramů závislosti síly a CMOD v rámci iterací kroků v modulu APIS FRC

Tabulka 1: Tahový diagram získaný modulem APIS FRC

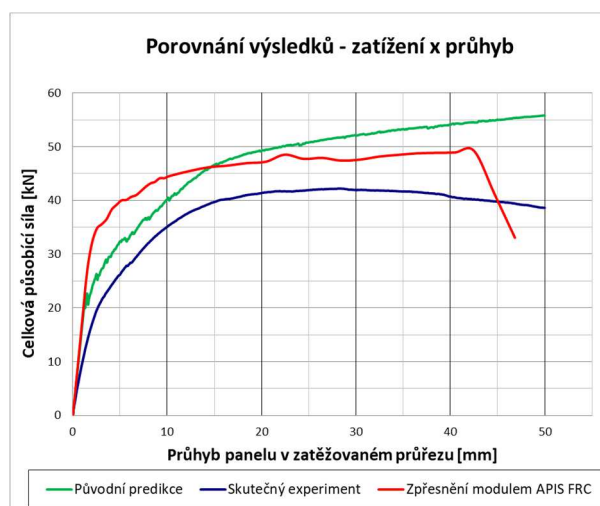
ϵ_f	0	0.0008	0.0022	0.0038	0.0834	0.0893	0.1026
σ_t/f_t	1	0.4087	0.3886	0.2469	0.2048	0.1611	0.1338
ϵ_f	0.1063	0.1101	0.1203	0.1283	0.1707	0.3132	
σ_t/f_t	0.1346	0.2765	0.2921	0.3241	1.279	0	

4.3. Numerická simulace deskového panelu

Získané materiálové charakteristiky byly následně vloženy do aktualizovaného numerického modelu deskového panelu. Původní model použitý v rámci soutěže byl přepracován do 3D prostředí, kdy si autor vyzkoušel v práci v modeláři GiD (původní prostředí ATENA 2D bylo voleno vzhledem ke zjednodušení výpočetního modelu). Geometrie a materiálové modely betonářských prutů a roznašecích ložisek byly zachovány původní. Velikost konečných prvků byla upravena na 25 mm (5 prvků na výšku panelu) z původních 12,5 mm. Velikost zatěžovacího kroku (jednalo se o zatěžovací zkoušku řízenou posunem) byla zvýšena z původních 0,1 mm na 0,5 mm v první části do průhybu 10 mm a na 2,0 mm ve zbývající části zatěžovací zkoušky. Tyto úpravy byly provedeny z důvodu úspory výpočetního času. Výsledkem numerické simulace byla predikce průběhu hodnot celkové zatěžovací síly (součet dvojice sil působící shora na panel) v závislosti na dosaženém průhybu uprostřed polí. V dále uvedeném porovnání je ponechána původní predikce odeslaná do soutěže. Tato predikce byla nalezena na materiálovém modelu Sbeta v prostředí ATENA 2D za pomoci inverzní analýzy prováděné autorem „ručně“.



Obrázek 05: Numerický model deskového panelu v modeláři GiD



Obrázek 06: Porovnání zatěžovacích diagramů

5. DISKUSE VÝSLEDKŮ

Na základě předloženého porovnání numerické simulace a skutečného experimentu nelze učinit závěr, že by nalezený tahový diagram modulem APIS FRC výrazně zpřesnil výsledky numerického modelu deskového panelu. Numerický model se získaným tahovým diagramem modulem APIS FRC vykazuje v prvotní fázi zatěžovací zkoušky do průhybu 15 mm vyšší únosnosti než původní predikce a v této části je tedy shoda horší. Od průhybu 15 mm dále se chování modelu s tahovým diagramem z modulu APIS FRC více přibližuje chování skutečnému experimentu, přesto jsou celkové únosnosti obou numerických modelů nezanedbatelně vyšší oproti reálné zkoušce.

Do celého problému vstupuje řada proměnných, které mohou způsobovat tento nesoulad, a je obtížné přesně identifikovat konkrétní chybu. V oblasti experimentální zkoušky bude mít jistě vliv časový odstup provedení zkušebních vzorků pro zadání soutěže a samotného deskového panelu (zkušební vzorky musely být vybetonovány minimálně 2 měsíce před betonáží deskového panelu tak, aby byla data dostupná v zadání

soutěže) a tedy i jiné várky betonové směsi a nestejných podmínek ošetřování. Poloha výztuže v průřezu deskového panelu byla do výpočtu zavedena ze zadání a po destruktivní zkoušce panelu nebyla ověřována. Není tedy jisté, zda byla předepsaná poloha výztuže dodržena. V případě numerického modelu bude mít částečný vliv rozměrový efekt zkoušených trámů a desek a jejich dělení na síť konečných prvků. Parametry numerického modelu jsou hledány na zkušebních vzorcích o rozměrech 0,15 m x 0,15 m x 0,70 m. Zkoušený panel má rozměry 0,40 m x 0,125 m x 6,50 m. V numerických modelech je nutné optimalizovat velikost konečného prvku s ohledem na výpočetní čas a z tohoto důvodu není zvolena jednotná velikost sítě pro zkušební vzorky a deskový panel. V závěru do celého problému vstupuje hledaný materiálový model. Ten obsahuje celou řadu vstupů, jejichž modifikace má zásadní dopad na výsledky numerické simulace. I přes snahu autora zadat všechny parametry v souladu s doporučením autorů výpočetního softwaru, není jisté, zda je odezva numerického modelu dostatečně vypovídající.

Lze konstatovat, že zpřesnění výsledků numerické simulace pomocí nalezeného tahového diagramu modulem APIS FRC bylo v tomto případě neúspěšné. Dalším cílem autora bude snaha aktualizovat výpočetní model tak, aby byla nalezena dostatečná shoda. Dále bude modul APIS FRC vyzkoušen na jiných experimentálních zkouškách s cílem ověřit jeho vhodnost pro použití v numerickém modelování. Z pohledu uživatele totiž tento modul usnadňuje práci při hledání vstupních numerických materiálových parametrů při porovnání s „ruční“ inverzní analýzou, kdy jsou jednotlivé parametry upravovány manuálně, model přepočítán a následně posuzována shoda s tím, že se postup iteračně opakuje do dosažení požadované shody.

6. ZÁVĚR

Numerická simulace pomáhá predikovat chování skutečných konstrukcí. V oblasti materiálů se složitými mechanicko-fyzikálními vlastnostmi, jakým vláknobeton bezesporu je, je dosažení shody simulace a skutečného experimentu obtížné. V článku je popsáno využití modulu APIS FRC při hledání tahových parametrů numerického materiálového modelu s cílem zpřesnit numerickou simulaci panelu z betonu vyztuženého ocelovými vlákny. Jak je ve výsledcích uvedeno, tento postup nepřinesl v tomto případě zásadní zpřesnění původní numerické simulace. Přesto lze vyzdvihnout tento postup jako jednodušší než dohledávání jednotlivých parametrů ručně.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za podpory projektu SGS22/090/OHK1/2T/11 Predikce a ověřování chování konstrukčních prvků z materiálů na silikátové bázi a za odborné pomoci docentky Ing. Ivy Broukalové, Ph. D., které tímto děkuji.

REFERENCE

- [1] COUFAL, R., KALNÝ, M., KOLÍSKO, J. a VÍTEK, J. *Technická pravidla ČBS 07: Ultravysokohodnotný beton (UHPC)*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI. 2022. ISBN 978-80-907611-7-9
- [2] ČERVENKA, V., JENDELE, L. a ČERVENKA, J. *ATENA Program documentation: Theory*. Praha, 2010.
- [3] Project APIS [vid. 02.03.2023]. Dostupné z: <https://apis.cervenka.cz/>
- [4] Barros, J., Sanz, B. (2022), *Experimental results of 2nd Blind Simulation Competition*.
- [5] EN 14651:200 + A1 2007 (09/2007), *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*.
- [6] SAJDLOVÁ, T. *ATENA Program documentation part 4-7: ATENA Science – GiD FRC Tutorial*. Praha, 2016.

REŠERŠE PROBLEMATIKY PODPRAŽCOVÝCH PODLOŽEK PRO ZEFEKTIVNĚNÍ NÁVRHU ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ

Pavel Vrba, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
pavel.vrba@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Výstavba vysokorychlostních tratí je aktuálním tématem železniční dopravy v ČR. V rámci návrhu mostů vysokorychlostních tratí jsou kladeny zvýšené nároky na dynamickou odezvu konstrukce, která se přímo podílí na plynulosti a bezpečnosti provozu. Odezva konstrukce mostu na dynamická zatížení je ovlivněna samotným zatížením, vlastnostmi konstrukce, ale také skladbou železničního svršku, který se na přenosu zatížení zásadním způsobem podílí.

Problematika podpražcových podložek je z pohledu aplikace v konstrukci železničního svršku často zkoumaným fenoménem, avšak při návrhu mostních konstrukcí je přehlížena. Prohloubením znalostí týkajících se funkce podpražcových podložek a jejich vhodným zohledněním společně s dalšími prvky koleje může vést ke zefektivnění návrhu konstrukce železničních mostů.

Cílem příspěvku je shrnutí aktuálního stavu legislativy týkající se podpražcových podložek a rámcová rešerše této problematiky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Podpražcové podložky, kolej, železniční most, dynamická odezva mostu, normy

ABSTRACT

The construction of high-speed railways is a current topic in railway transportation in the Czech Republic. Designing bridges for high-speed railways requires increased demands on the dynamic response of the structure, which directly contributes to the smoothness and safety of operations. The response of a bridge structure to dynamic loads is influenced by the load itself, the properties of the structure, and the composition of the railway superstructure, which plays a crucial role in load transmission.

The issue of sleeper pads is a frequently studied phenomenon in the application of railway superstructure construction, but it is overlooked in the design of bridge structures. Enhancing knowledge about the function of sleeper pads and their appropriate consideration, along with other track elements, can lead to more efficient design of railway bridges.

The aim of this article is to summarize the current state of legislation regarding sleeper pads and to provide general research on this issue.

KEYWORDS

Under sleeper pads, rail, railway bridge, dynamics bridge response, norms

1. ÚVOD

1.1. Obecně

Projekty staveb vysokorychlostních tratí na území české republiky s sebou přináší řadu nových principů a pravidel platných pro jejich návrh. Mosty vysokorychlostních tratí jsou v našem regionu zcela novou skupinou konstrukcí, při jejíž návrhu je nutné použít dosud opomíjených postupů jako je například analýza dynamické odezvy. Vysokorychlostní tratě s sebou zároveň přináší potřebu použití řady dosud málo využívaných konstrukčních prvků jako jsou kolejnicová dilatační zařízení nebo podpražcové podložky.

Aktuálním trendem na poli návrhu železničních mostů jsou realizace mostů s průběžným kolejovým ložem. Výhodami tohoto řešení jsou snížení hladiny hluku, zefektivnění mechanizované údržby a menší změna tuhosti trať/most. Legislativní dokumenty předpokládají použití BK na veškerých tratích VRT. Na základě tohoto předpokladu je nutné zohlednit požadavky na BK při navrhování koncepce mostů a ověřit jejich splnění při posouzení. Dle dalších závazných dokumentů se předpokládá použití podpražcových podložek v síti VRT, na základě řady pozitivních přínosů získaných na testovacích úsecích.

1.2. Podpražcové podložky

Podpražcová podložka neboli USP (under sleeper pads), je pružná vrstva upevněná na ložné ploše příčných nebo výhybkových pražců. Hlavním důvodem použití podpražcových podložek je ochrana kolejového lože. Vložením podložky pod pražec dochází ke zvětšení kontaktní plochy mezi pražcem a kolejovým ložem, což vede ke snížení kontaktního napětí. Použitím podložek v koleji dále dochází k přenosu zatížení na větší počet pražců, které vede k dalšímu přerozdělení zatížení a prodloužení životnosti všech komponent železničního

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

svršku. Další benefity jsou podrobněji popsány v kapitole 4 tohoto článku.

Z hlediska návrhu železničních mostů není problematika podpražcových podložek příliš akcentována. Použití podpražcových podložek může být přínosem při návrhu železničních mostů. Prvním předpokladem pro lepší návrh konstrukce je efektivnější distribuce zatížení skrze konstrukci koleje. Druhým aspektem je vliv podložky, jakožto prvku z elastického materiálu, na dynamickou odezvu koleje i mostu (ovlivnění tuhosti, útlumu koleje). Naproti tomu, dle znění příslušných dokumentů může mít použití podložky s nevhodnými parametry i negativní důsledky.

Cílem příspěvku je shrnutí aktuálního stavu legislativy a poznatků dosavadních výzkumných prací ve smyslu použití podpražcových podložek a jejich vlivu na návrh konstrukce železničních mostů. Snahou příspěvku je poukázat na možné benefity zohlednění podpražcových podložek při návrhu železničních mostů, které mohou vést k efektivnější distribuci zatížení na konstrukci a optimalizaci návrhu.

2. REŠERŠE NORMOVÝCH PODKLADŮ

V rámci rešerše byly hledány dosavadní poznatky k problematice použití podpražcových podložek, jejich vlivu na návrh mostní konstrukce a konstrukce železničního svršku. Prvním krokem bylo nastudování stávajícího stavu legislativy dle norem z řady Eurokódů, směrnice Mezinárodní železniční unie (směrnice UIC a IRS) a v interních předpisech národní Správy železnic (SŽ). Z důvodu značné souvislosti s daným tématem byly zkoumány také dokumenty věnující se „Matracím pod kolejovým ložem“ a dokumenty pojednávající o „vysokorychlostních tratích“.

O problematice podpražcových podložek, jejich použití a dalších souvislostech byly zkoumány následující dokumenty:

- Normy EC
 - ČSN EN 16730
 - ČSN EN 17282
 - ČSN EN 1991-2
- Interní předpisy SŽ
 - Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR
 - Předpis SŽDC S3
 - Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami
- Směrnice mezinárodní železniční unie (UIC a IRS)
 - IRS 70713-1
 - IRS 70719-1

2.1. Normové podklady

2.1.1. ČSN EN 16730 Betonové příčné a výhybkové pražce s podpražcovými podložkami

Norma ČSN EN 16730 [1] doplňuje znění ČSN EN 13230 (která se podrobněji věnuje problematice betonových pražců) v případech, kdy je na pražce aplikována podpražcová podložka. Norma definuje zkušební postupy a kritéria pro vyhodnocení zkoušek za účelem stanovení vlastností podpražcové podložky (USP) samotné nebo v kombinaci s betonovým pražcem.

Přínosem této normy je definice termínů a charakteristik USP z pohledu fyzikálních vlastností. Norma nedefinuje požadavky na vlastnosti USP ani návrhové postupy k jejich stanovení. Stanovení požadovaných vlastností USP je dle normy odpovědností provozovatele trati (SŽ), případně lze předpokládat jejich definování v rámci projektové dokumentace. Předpis věnovaný návrhu požadovaných parametrů USP v rovině norem (eurokodu) nebyl v rámci dosavadního výzkumu nalezen.

2.1.2. ČSN EN 17282 Rohože pod šterkovým ložem

Norma ČSN EN 17282 [2] je obdobou výše popisované normy ČSN EN 16730, která se zaměřuje na definování zkušebních postupů a kritéria vyhodnocování zkoušek pro stanovení fyzikálních vlastností rohoží pod šterkovým ložem (UBM = under ballast mat). Struktura, zaměření a cíle této normy jsou shodné s ČSN EN 16730, jedná se o aplikaci pro jiný zkoušený prvek. Norma nedefinuje požadavky na vlastnosti UBM ani návrhové postupy k jejich stanovení.

2.1.3. ČSN EN 1991-2 Zatížení dopravou

ČSN EN 1991-2 [4] definuje užitná zatížení od kolejové dopravy zahrnující statické i dynamické složky, odstředivé, brzdné a rozjezdové síly a zatížení v mimořádných návrhových situacích. Dalším důležitým zatížením je interakce kolej / most při užití BK. Norma specifikuje hodnoty podélného odporu koleje a stanovuje požadavky pro bezpečný provoz BK. Rozsáhlá kapitola je věnována dynamickým účinkům zatížení, kdy norma předkládá požadavky na dynamickou analýzu ve smyslu uvažovaného zatížení, modelování zatížení, spektrum uvažovaných rychlostí a parametrů konstrukce (mostu i koleje).

Z pohledu problematiky USP je podstatné zejména znění kap. 6.4.2, kdy norma definuje základní faktory ovlivňující dynamické chování, mezi které patří například útlum konstrukce a dynamické charakteristiky koleje. Oba uvedené faktory může přítomnost USP ovlivnit.

2.2. Interní předpisy SŽ

2.2.1. Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR

Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR [11] (dále jen „Manuál“) je Interní předpis shrnující problematiku návrhu vysokorychlostních tratí. Manuál předkládá požadavky investora (SŽ) na řešení jednotlivých součástí VRT dle osvědčených zahraničních řešení. Předpis řeší problematiku VRT z pohledu všech dotčených profesí.

Z pohledu návrhu mostních konstrukcí se manuál odkazuje na splnění požadavků norem řady EN. Manuál předpokládá posouzení interakce kolej / most pro všechny mosty nad 50 m. Dle kap. 3.1 a 3.2 Manuál předpokládá použití pražců s podpražcovými podložkami (USP) v síti VRT.

2.2.2. Předpis SŽDC S3

Interní předpis Správy Železnic S3 [10] obsahuje souhrn zásad pro projektování železničního svršku tratí s normálním rozchodem. Předpis se věnuje konstrukci železničního svršku, definuje požadavky a podmínky pro bezpečné provozování železniční dopravy. V roce 2021 byl předpis doplněn o díl XVII

pojednávající o konstrukci železničního svršku pro rychlosti nad 200 km/h (do 360 km/h).

Předpis předpokládá použití pražců s tuhými USP do konstrukce kolejí, výhybek a výhybkových konstrukcí pro tratě s návrhovou rychlostí vyšší než 200 km/h. Pro použití jiných druhů USP se předpis odkazuje na Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami [12].

2.2.3. Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami

Metodický pokyn [12] stanovuje podmínky pro navrhování, instalaci, manipulaci a údržbu pražců s podpražcovými podložkami. Dokument definuje zásady pro použití pražců s USP v běžné trati, pod výhybkami a v rámci přechodových oblastí. Platnost dokumentu je podmíněna splněním ustanovení předpisu SŽDC S3 a je závazný pro všechny subjekty věnující se návrhem, realizací a údržbou dané tratě. Metodický pokyn vychází mimo jiné z poznatků uvedených ve směrnici IRS 70713-1. Dále se metodický pokyn odkazuje na znění normy ČSN EN 16730 a interní předpisy SŽDC S3 a S9.

Dokument definuje dělení USP dle statické tuhosti jako základní technickou specifikaci USP. V rámci metodického pokynu jsou dále shrnuty hlavní přínosy USP, stanovené obecné zásady pro použití a postup při navrhování USP v běžné trati, pod výhybkou a v přechodových oblastech. Postupy navrhování USP definované metodickým pokynem jsou spíše obecného charakteru, s důrazem na nutné detailní posouzení v určitých situacích. Konkrétní způsob a forma návrhu/posouzení není dokumentem stanovena.

2.3. Směrnice Mezinárodní železniční unie

2.3.1. IRS 70713-1 Under sleeper pads (USP) – recommendations for use

Směrnice IRS 70713 [6] se zabývá problematikou aplikace podpražcových podložek (neboli USP = Under sleeper pads). Jsou představeny důvody pro použití podložek, jejich členění, vlastnosti a zároveň limity pro použití. Dle dokumentu má umístění USP různé vlivy na chování a tuhost koleje podle vlastností použitého prvku. Podložky zvyšují kontaktní plochu mezi pražcem a kolejovým ložem, což přispívá k delší životnosti komponent, prodloužení intervalů údržby, ale také k ovlivnění dynamických parametrů tratě.

Prvky USP lze použít pro redukci tloušťky kolejového lože, řízení změny tuhosti v přechodových oblastech mostu nebo ve snaze o snížení přenosu vibrací do okolí tratě. V mnoha ohledech se jedná o pozitivní přínos, avšak nevhodná konfigurace může vést k negativním důsledkům jako je destabilizace tratě nebo nadměrné deformace koleje.

2.3.2. IRS 70719-1 Recommendations for the use of Under ballast mats (UMB)

IRS 70719-1 [7] se věnuje problematice matrací umístěných pod kolejové lože. Směrnice dělí matrace dle fyzikálních vlastností a uvádí doporučení pro použití v jednotlivých případech. Pro ukotvení v normách řady EN se směrnice odkazuje na ČSN EN 17282.

Obdobně jako u USP se jedná o elastický prvek umístěvaný do konstrukce železničního tělesa za cílem zefektivnění přenosu sil, redukci nežádoucích vibrací, úpravu tuhosti podloží nebo tloušťky kolejového lože. Nevhodná volba UBM s sebou nese obdobné nežádoucí projevy jako v případě USP. Narozdíl od USP se jedná o prvky, u kterých se nepředpokládá užití v celé trati, ale jako nástroj k řešení lokálních oblastí. Kombinování s dalšími elastickými prvky kolejového svršku (USP a SRP) se bez detailního posouzení nedoporučuje (skládání účinků neprobíhá v rovině superpozice a vyžaduje detailní posouzení).

3. VLIV USP DLE ZAHRANIČNÍCH EXPERIMENTŮ

Pro úvod do problematiky byly v rámci rešerše studovány dostupné zdroje zabývající se různými směry výzkumu týkající se problematiky podpražcových podložek a dalších elastických prvků konstrukce železničního svršku. Dle publikací shromážděných v rámci rešeršní činnosti lze problematiku výzkumů na poli aplikace USP rozdělit na následující směry.

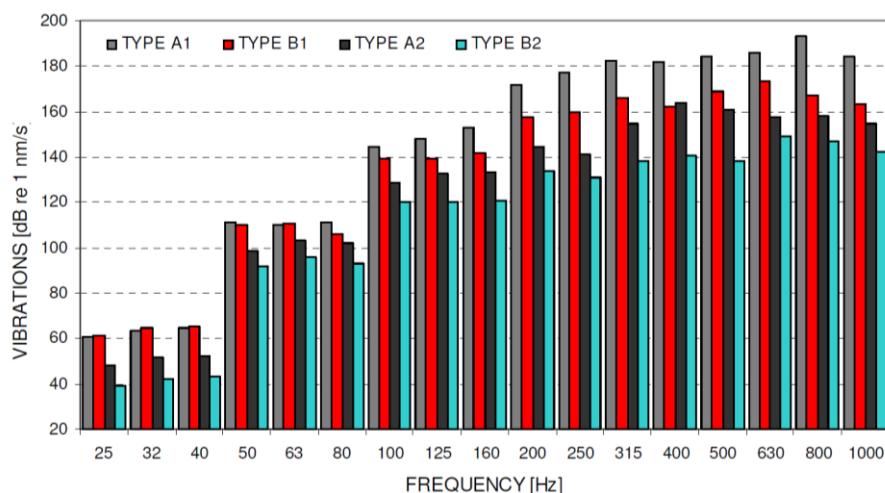
- Vliv USP na přerozdělení zatížení pražce (pod pražcem)
- Vliv USP na degradaci kolejového lože (prvků tratě)
- Vliv USP na dynamické chování tratě (šíření vibrací, útlum, deformace)
- Vliv USP při interakci vozidlo - kolej
- Vliv USP na stabilitu (polohu) koleje (vliv na odpor pražce)
- Použití USP pro úpravu tuhosti v přechodových oblastech
- Materiálové vlastnosti USP (trvanlivost, únava, použitý materiál)
- Využití recyklovaných materiálů (recyklace prvků) při výrobě USP
- Studie vlivu USP na náklady životního cyklu (LCC)
- Vliv USP na návrh mostních konstrukcí

S ohledem na rozsah tohoto příspěvku jsou v rámci této kapitoly popsány pouze vybrané zdroje poukazující na dosavadní poznatky publikovaných výzkumů.

3.1. Experimentální vyšetřování koleje s USP

Článek [13] z roku 2010 publikovaný univerzitou v Záhřebu se věnuje problematice přenosu dynamických účinků zatížení na konstrukce železničního spodku. V rámci popisovaného pokusu byly měřeny hodnoty vibrací na jednotlivých komponentech (kolej, pražec, podkladní železobetonová deska) od simulovaného dynamického zatížení železniční dopravou. Měření bylo provedeno na vzorcích reprezentující konstrukci kolejového svršku s kolejovým ložem a systém podobný tzv. pevné jízdní dráze Celkem bylo měření provedeno na čtyřech pokusných vzorcích následující sestavy.

- sestava koleje s pražcem přímo uloženým na ŽB desce (type A1)
- sestava koleje s USP pražcem uloženým na ŽB desce (type B1)
- sestava koleje s kolejovým ložem (type A2)
- sestava koleje s kolejovým ložem s USP pražcem (type B2)



Obrázek 1 - Vibrace měřené na podkladní betonové desce pro jednotlivé prvky uložení koleje [13]

Výše uvedený obrázek graficky znázorňuje naměřené výsledky. Na základě měření daného pokusu lze jednoznačně prokázat, že vložením prvku upravující tuhost koleje dochází k redukci přenášených vibrací na konstrukce železničního spodku. Vložením prvků USP do koleje dle autora přináší významné zlepšení ve smyslu snížení dynamických účinků a tím redukci nákladů na realizaci a provoz trati.

Dle závěru článku je nezbytné detailní pochopení odezvy tratě na svislé dynamické zatížení pro správné zohlednění účinků zatížení na konstrukce železničního spodku. Vložením elastických materiálů do konstrukce železničního svršku může zásadním způsobem ovlivnit chování tratě. Zásadním aspektem jsou fyzikální vlastnosti daného prvku (tzn. rozměry, tuhost, schopnost útlumu) a umístění v trati (tzn. kolejnicová podložka, podpražcová podložka, rohož pod kolejovým ložem). Důležitým benefitem použití USP je jejich kompatibilita s aktuálně běžnými postupy výstavby a údržby trati.

3.2. Vliv podpražcových podložek na dynamiku koleje

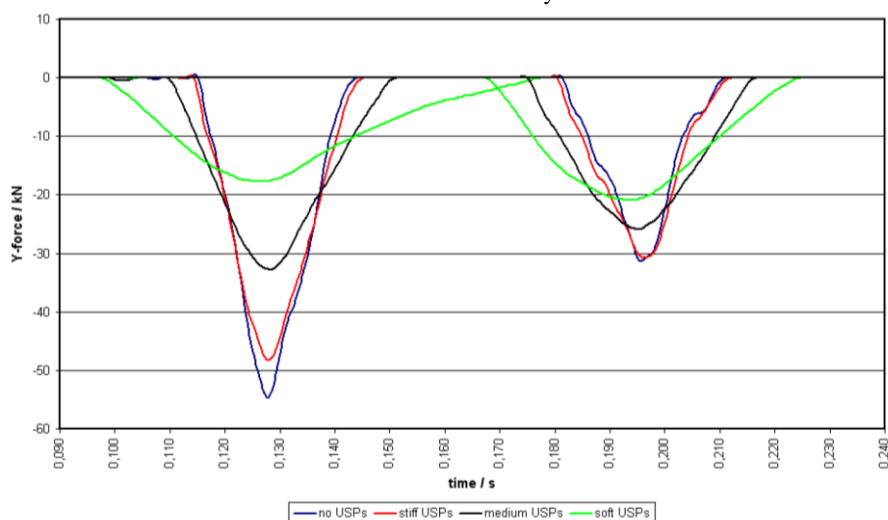
Předmětem práce [14] publikované univerzitou ze švédského Linköpingu byl vyšetřován vliv USP na dynamické chování

trati. Pomocí numerické analýzy byly zkoumány přínosy USP při použití v přechodových oblastech, při náhodné změně tuhosti koleje a v případě tzv. „zavěšených pražců“ (fenomén, kdy daný pražec není v kontaktu s kolejovým ložem).

Výpočetní model byl vytvořen v prostředí programu LS-DYNA. Model simuluje kolej o třiceti pražcích s rozdělením 600 mm, idealizovanou kolejnicí UIC60, pražce délky 2,5m výšky 200 mm, USP tl. 20 mm a idealizovaným kolejovým ložem. Pro analýzu byla použita trojice různých USP s využitím níže uvedených parametrů (členění neodpovídá dělení dle aktuální legislativy)

- Tuhé USP, $E=1000\text{MPa}$, $C=3000\text{kN/mm}$
- Střední USP, $E=100\text{MPa}$, $C=400\text{kN/mm}$
- Měkké USP, $E=10\text{MPa}$, $C=50\text{kN/mm}$

Na základě numerické analýzy bylo zjištěno, že vliv tuhé USP má na celkové chování koleje malý vliv, což je přisuzováno volbou příliš tuhé podložky. Výsledky výpočtů s měkkými USP vykazují známky přílišné poddajnosti koleje a klesajícího významu kolejového lože (příliš měkké USP). Nejlepší výsledky byly dosaženy při použití středně tuhých USP. Středně tuhé USP vykazují dle autora nejlepších výsledků naskrz zkoumanými oblastmi.



Obrázek 2 - Graf vývoje kontaktní síly v čase dle tuhosti USP, pod vybranými pražci [14]

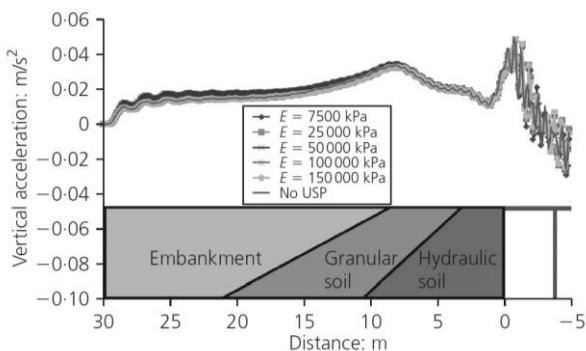
Výše uvedený obrázek z kapitoly 8 popisované práce ilustruje vliv USP na distribuci zatížení (obdobný obrázek se nachází v závěru kapitoly 7). S klesající tuhostí USP dochází k redukcí hodnot sil přenášené pražci, zatímco se prodlužuje čas, kdy síla na pražec působí. Tento jev lze vysvětlit tak, že s klesající tuhostí USP dochází k aktivaci většího počtu pražců (podpor), což má za následek efektivnější redistribuci nápravových sil. Dle závěrů práce je možné předpokládat pozitivní efekt použití USP ve smyslu interakce vozidlo/kolej. Avšak pro dosažení dobrých výsledků musí být tuhost podložek vhodně zvolena.

3.3. Analýza vlivu podpražcových podložek v přechodových oblastech vysokorychlostních tratí

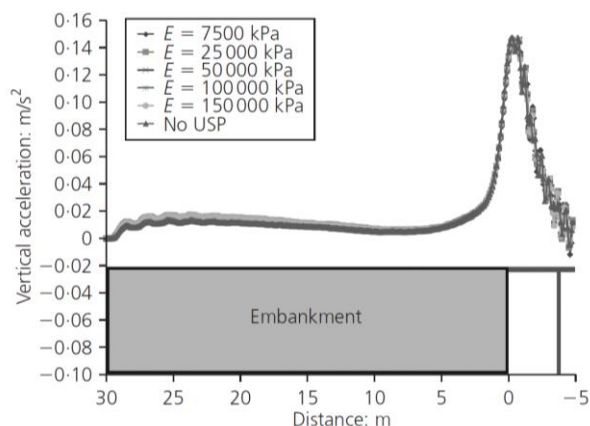
Článek [15] autorů ze španělských univerzit zkoumá vliv USP při použití v přechodových oblastech vysokorychlostních tratí. Přechodové oblasti jsou slabými články vysokorychlostních tratí. Vlivem náhlé změny tuhosti v těchto oblastech dochází ke změně dynamických parametrů tratě vedoucí k negativnímu ovlivnění komfortu cestujících, zhoršení vlastností tratě a dochází k růstu rizika vykojení.

Pro popis zkoumaného fenoménu byla provedena numerická analýza v programu LS-DYNA. Výpočetní model přechodové oblasti je tvořen 3D elementy zohledňující vlastnosti jednotlivých prvků tratě. Modelovaná trať se skládá z kolejnic UIC60, betonových pražců hmotnosti 300 kg, podpražcových podložek, kolejového lože tloušťky 35 cm a sestavy vrstev přechodové oblasti odpovídající španělským zvyklostem. Proměnnou v rámci analýzy byla tuhost USP. Přínos USP byl vyhodnocen z hlediska statických deformací i dynamické odezvy (svislé zrychlení).

Prezentované výsledky numerické analýzy lze shrnout v rámci výše uvedených obrázků. Obrázky graficky znázorňují hodnoty svislých zrychlení kolejového vozidla v závislosti na vzdálenosti vůči opěře mostu pro případ klasické konstrukce přechodové oblasti a pro případ opěry přímo navazující na standardní konstrukci tratě. V obou případech byly ve výpočtu uvažovány různé vlastnosti USP, včetně stavu bez jejího použití.



Obrázek 3: Svislé zrychlení vlaku při běžné konstrukci přechodové oblasti [15]



Obrázek 4: Svislé zrychlení vlaku bez konstrukce přechodové oblasti [15]

Dle prezentovaných výsledků vyplývá, že použití USP v přechodových oblastech nemá zásadní vliv na deformaci a napětí pod úrovní kolejového lože. Na základě výsledků dynamické odezvy koleje autoři nedoporučují nahrazení standardní konstrukce přechodové oblasti pouze pomocí USP, protože nedochází k dostatečnému vyhlazení křivky vertikálního zrychlení v předmostí. Nicméně použití USP jako prvku doplňující konstrukci přechodové oblasti je vhodným řešením s ohledem na další pozitivní přínosy USP (údržba, distribuce zatížení, atd.).

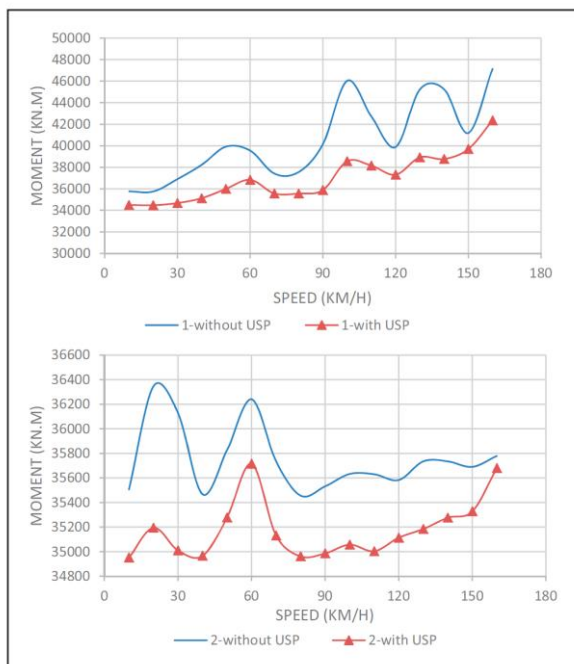
3.4. Výzkum vlivu USP na dynamickou odezvu železničních mostů

Článek [16] publikovaný v roce 2018 univerzitou v Teheránu pojednává o vlivu USP na dynamickou odezvu železničních mostů. Pro analýzu byl vybrán stávající most v severní provincii Íránu. Jedná se o konstrukci o dvou polích se světlostí 7,0 m, sestávající se z železobetonové desky šířky 4,5m vyztužené I profily. Kolej na mostě je tvořena kolejnicemi UIC60, betonovými pražci se vzdáleností 60 cm a kolejovým roštem tloušťky 35 cm.

Pro vybraný most byl zhotoven numerický model, jehož funkce byla ověřena experimentem na skutečné konstrukci (průjezd skutečného vlaku ve spektru předepsaných rychlostí). Do kalibrovaného modelu byl následně zaveden prvek USP (s tuhostí 11 700 N/mm), pro který byl vyšetřován jeho vliv. Na základě provedené numerické analýzy by vložení daných USP do konstrukce koleje došlo k následujícím změnám v chování konstrukce.

- Snížení amplitudy kmitání konstrukce až o 58%
- Snížení svislé deformace středu pole až o 15%
- Snížení hodnoty ohybových momentů až o 16%

Níže přiložený obrázek graficky znázorňuje vliv USP na hodnotu ohybových momentů nosné konstrukce pro vyšetřované spektrum rychlostí vlaku.



Obrázek 5: Graf ohybového momentu ve středu rozpětí daného experimentu [16]

Prezentovaná numerická analýza dle autora prokazuje pozitivní vliv použití USP na dané konstrukci vůči danému zatížení, při daném spektru rychlostí (do 160 km/h). Dalším přínosem článku je popis způsobu modelování konstrukce železničního svršku na mostě, zavedení prvku USP a odladění numerického modelu pomocí in-situ experimentu (způsoby a prvky měření).

4. SHRUTÍ PROBLEMATIKY USP

4.1. Shrnutí aktuálních poznatků o USP

Dle dokumentu IRS 70713-1 [6] a „Manuálu VRT“ [11] se předpokládá osazení podpražcové podložky v síti VRT. USP je prvek z elastického materiálu (tloušťky do 20 mm) osazený na kontaktní ploše pražce, která se do konstrukce koleje vkládá pro dosažení lepších vlastností v určitých ohledech.

Standardní účely, které tyto prvky plní jsou následující:

- Redukce vibrací
- Úprava dynamických vlastností tratě
- Úprava tuhosti podloží (přechodové oblasti)
- Náhrada kolejového lože (snížení tloušťky)
- Ochrana konstrukce / prodloužení životnosti prvku

Vložením prvků USP a UBM do kolejového lože dochází ke zvýšení kontaktní plochy mezi ložem a daným konstrukčním prvkem, což má za následek snížení kontaktního napětí a prodloužení životnosti. Dalším benefitem použití USP je aktivace většího množství pražcových podpor pod projíždějící nápravou kolejového vozidla vedoucí k redistribuci zatížení. Osazením tohoto prvku zároveň dochází o ovlivnění tuhostních a dynamických vlastností konstrukce koleje (viz následující kapitola).

Konkrétními pozitivními účinky použití USP dle Lakušik [13] jsou:

- Redukce zatížení distribuovaná pražcem do železničního spodku (až 30 %)
- Redukce namáhání kolejnice a pražce vlivem přerozdělení zatížení (až 40 %)
- Zvýšení příčného odporu koleje vlivem zlepšení vlastností kontaktní plochy (až 9 %)
- Zvýšení pružnosti koleje
- Pozitivní dopad na geometrii koleje (trvanlivost)
- Prodloužení cyklů údržby
- Zvýšení komfortu cestujících
- Redukce přenášených vibrací (až 30 %)
- Redukce tloušťky kolejového lože (až 10 cm)

Pro stanovení vlastností samotné USP nebo pražců s USP slouží norma ČSN EN 16730 [1] (totožný účel pro UBM plní ČSN EN 17 282 [2]). Uvedené normy definují způsob zkoušení, vyhodnocení a popisu fyzikálních vlastností elastických prvků upravující tuhost koleje, avšak nepředkládají způsob návrhu pro stanovení požadovaných parametrů.

Podle směrnice IRS 70713-1 [6] a metodického pokynu SŽ [12] dělíme podpražcové podložky do čtyř skupin, na základě hodnoty statické plošné tuhosti C_{stat} [N/mm³] (základní fyzikální parametr).

- Tuhé 0,25-0,45 N/mm³
- Střední 0,15-0,25 N/mm³
- Měkké 0,08-0,15 N/mm³
- Velmi měkké do 0,08 N/mm³

Z pohledu návrhu USP, resp. stanovení požadovaných vlastností pro docílení předpokládaných účinků USP, je hlavním přínosem znění metodického pokynu [12] a směrnice UIC [6]. Uvedené dokumenty explicitně nestanovují numerický postup návrhu, ale předkládají soubor doporučení sloužící k volbě vhodné tuhosti USP. Dle metodického pokynu je za stanovení požadovaných vlastností zodpovědný provozovatel trati. Výpočty a modely zajišťuje projektant na základě schválených typových řešení či konzultace se specializovaným pracovištěm.

Níže je uveden zjednodušený výčet doporučení pro navrhování USP dle metodického pokynu [12]:

- Použití USP nesmí být kombinováno s dalším opatřením pro zvýšení pružnosti v konstrukci železničního svršku a není vhodné kombinovat s opatřeními železničního spodku (UBM)
- Pro běžné tratě s rychlostí nad 200 km/h se standardně použijí tuhé USP.
- Při návrhu tuhých USP se nezpracovává výpočet odezvy kolejového roštu
- Při nahrazování tloušťky kolejového lože pomocí USP musí být docíleno shodné tuhosti koleje jako v případě plné tloušťky kolejového lože (min. tl. kolej. Lože pro podbití je 200 mm)
- Při požadavku na snížení vibrací a v dalších specifických případech se navrhuje USP střední nebo měkké (definuje projektant). Řešení musí splňovat požadavky interakce se skladbou kolejového roštu.
- Zvláštní pozornost je nutné věnovat úsekům používající sestav upevnění s odlišnou tuhostí.
- Při nevhodném použití USP s nižší pevností může dojít k nežádoucím vlivům na dynamické chování koleje.

- Pokud nejsou zvláštní důvody, zřizuje se celý úsek trati s USP stejné tuhosti.
- Při použití USP v kombinaci s pražcovými kotvami se volí tuhé USP.
- Není nutné zřizovat přechodovou oblast v případě přechodu běžné konstrukce koleje na kolej využívající tuhých USP. V ostatních případech se návrh provádí pro splnění kritéria vzájemného rozdílu průhybu mezi sousedními skladbami o hodnotě 0,5mm.

Níže uvedený obrázek ze směrnice IRS 70713-1 [6] graficky znázorňuje, pro jaký typ řešeného problému je vhodná konkrétní USP (dle statické tuhosti).

USP fields of application	USP type		
	Soft	Medium	Stiff
Improvement of track quality (point 1.3)			
S&C (point 1.3)			
Transition zones (point 1.4)			
Zones with reduced ballast thickness (point 1.5)			
Reduction of long-pitch corrugation (point 1.6)			
Reduction of ground-borne vibrations (point 1.7)			

Obrázek 6: Volba vlastností USP dle záměru použití [6]

Možným přínosem USP je dle metodického pokynu [12] aplikace v přechodové oblasti za účelem vytvoření plynulého přechodu tuhosti mezi železničním tělesem a konstrukcí mostu. Této problematice se podrobněji věnuje článek [15] španělských autorů, který přínosy hodnotí skepticky. Dle tohoto zdroje pak není možné konstrukci přechodové oblasti zcela nahradit pomocí USP, ale je možné funkci konstrukce přechodové oblasti pomocí prvků USP vylepšit.

Norma ČSN EN 1991-2 [4] předpokládá roznos zatížení na trojici sousedících kolejových podpor v poměru 1:2:1. Na základě výsledků analýz prací [14] a [16] dochází při použití USP k aktivaci většího množství pražců, což vede k efektivnějšímu přerozdělení účinků zatížení. Při aktivaci více pražců zároveň dochází k prodloužení času, kdy nápravná síla na pražec působí [14]. S klesající tuhostí USP účinky tohoto fenoménu rostou.

4.2. USP z pohledu dynamické analýzy

Pro případy, kdy je dynamická analýza požadována se musí ve výpočtu uvažovat všechny nosné prvky a všechny nenosné prvky osazené na nosné konstrukci, které ze své podstaty mohou ovlivnit dynamickou odezvu konstrukce (hmota, tuhost, útlum) viz znění ČSN EN 1990 [3]. Použitím USP dochází k ovlivnění charakteristik tratě (změna tuhosti), vlastní frekvenci konstrukce (distribuce zatížení, útlum) a z toho důvodu by při provádění dynamické analýzy měly být zohledněny.

Ze stejného důvodu by při dynamické analýze konstrukce měl být zohledněn i vliv kolejové lože, které se na redukci dynamických účinků a přerozdělení zatížení také podílí (viz výsledky Lakušik [13]). Vhodná idealizace šterku kolejového lože a jeho zavedení do výpočtů je složité a přináší řadu otázek. Hodnoty dynamických parametrů kolejového lože pro zohlednění do dynamické analýzy nebyly nalezeny v žádném z dosud zkoumaných materiálů (na legislativní úrovni).

Kombinace s dalšími elastickými prvky tratě (měkké kolejnicové podložky, matrace pod kolejovým ložem) se bez detailního ověření jejich spolupůsobení nedoporučují [7]. Skládání účinků těchto prvků neprobíhá v rovině superpozice, ale jedná se o komplexní problematiku, která se projevuje ve statické i dynamickém chování konstrukce. V tuto chvíli je dle zdrojů [6] a [12] možné kombinovat pouze tuhé USP podložky s prvky UBM určité tuhosti (tuhá USP tvoří další pružinu v dynamické soustavě, avšak s malým dopadem na odezvu).

Použitím vhodné USP v konstrukci tratě má řadu pozitivních účinků (viz předcházející kapitola). Z pohledu zkoumané problematiky (vliv použití USP na dynamickou odezvu mostní konstrukce) lze závěry měření od Lakušika [13] prezentovat tak, že vložením elastických prvků jako jsou USP a UBM (ovlivnění tuhosti koleje) dochází k zásadním změnám na poli přenosu vibrací na konstrukce železničního spodku (včetně mostů).

Nevhodnou volbou USP může vézt k nežádoucímu ovlivnění vlastní frekvence konstrukce, zvýšení hodnot deformací koleje, v krajním případě k destabilizaci tratě. Nesprávným ovlivněním tuhosti koleje hrozí riziko nadměrných deformací koleje z toho plynoucí diskomfort cestujících a zvyšující se riziko vykolejení.

Dle směrnice IRS 70713-1 [6] jsou v tuto chvíli znalosti problematiky použití podpražcových podložek s ohledem na dynamickou odezvu mostní konstrukce limitované a výzkumné práce na objasnění jejich dopadu stále probíhají.

5. ZÁVĚR

V rámci příspěvku je nejprve shrnuta problematika podpražcových podložek z pohledu stávající legislativy sestávající se z norem, závazných předpisů Správy železnic a doporučení Mezinárodní železniční unie. V druhé části příspěvku je pozornost věnována vybraným publikacím shrnující poznatky výzkumných prací. V závěrečné části jsou shrnuty poznatky z hlediska návrhu, funkce a benefitů podpražcových podložek společně s možnými dopady na dynamickou odezvu konstrukce.

Podpražcové podložky mají řadu pozitivních přínosů (viz uvedené zdroje), které by při návrhu mostu mohli být uvažovány. Z hlediska návrhu se jedná zejména o zefektivnění distribuce zatížení a redukce dynamických účinků. Naproti tomu existují i případná negativa, která při volbě nevhodných vlastností podložky v kombinaci s dynamickými vlastnostmi konstrukce vedou ke zvýšení deformací a zhoršení vlastností spojených se stabilitou koleje.

Hlavním úskalím při zohlednění vlivu podpražcových podložek je chybějící legislativou opřená metodika a nejednoznačné znění souvisejících norem. V tuto chvíli jsou dostupné předpisy vyžadující použití podpražcových podložek v síti vysokorychlostních tratí, existují normy pro zkoušení a vyhodnocování vlastností jednotlivých prvků, ale chybí předpis stanovující postup pro návrh nebo zohlednění těchto prvků.

Dle znění směrnice UIC IRS 70713-1 [6] není v tuto chvíli dostatek podkladů pro finální stanovisko a je doporučeno další zkoumání této technologie v souvislosti na chování BK nebo dynamickou odezvu konstrukce.

V rámci budoucího výzkumu bude podrobněji zkoumána problematika podpražcových podložek a vlivu na chování železničních mostů. Hlavním směrem výzkumu bude objasnění vlivu dílčích podpražcových podložek, dle zvolených fyzikálních vlastností, na dynamickou odezvu konstrukce. Dalším směrem bude hledání vhodného způsobu zohlednění vlastností prvků kolejového svršku (jako jsou například podpražcové podložky, kolejové lože a matrace pod kolejový lože) při návrhu železničních mostů.

Reference

- [1] ČSN EN 16730 - *Železniční aplikace - Kolej – Betonové příčné a výhybkové pražce s podpražcovými podložkami*, Praha: UNMZ, 2017
- [2] ČSN EN 17282 - *Železniční aplikace – Infrastruktura – Rohože pod šterkovým ložem*, Praha: UNMZ, 2021
- [3] ČSN EN 1990 ed. 2 (ČSN 73 0002): *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: ČNI, 2021.
- [4] ČSN EN 1991-2 ed. 2 (ČSN 73 6203): *Eurokód: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: ČNI, 2018.
- [5] *IRS 60680 Design of a high speed railway - Infrastructure*, 1st edition, Paris – France: UIC, April 2022, ISBN 978-2-7461-3154-5
- [6] *IRS 70713-1 Railway Application - Track and structure - „Under Sleeper Pads(USP) - Recommendations for Use“*, 1st edition, Paris – France: UIC, April 2018, ISBN 978-2-7461-2697-8
- [7] *IRS 70719-1 Way and Works - Track and Structure - Recommendations for the use of Under Ballast Mats (UBM)*, 1st edition, Paris – France: UIC, August 2022, ISBN 978-2-7461-3198-9
- [8] *UIC Code 720 Laying and Maintenance of CWR Track*, 2nd edition, Paris – France: UIC, March 2005, ISBN 2-7461-0527-6
- [9] *UIC Code 774-3 R Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations*, 2nd edition, Paris – France: UIC, October 2001, ISBN 2-7461-0257-9
- [10] *SŽDC S3 Železniční svršek*, Praha, SŽ, 2020
- [11] *Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR*. Praha, 2020.
- [12] *SŽ MP Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami do konstrukce kolejí, výhybek a výhybkových konstrukcí*, Praha, SŽ, 2020
- [13] Lakušik S, Ahac M and Haladin I. Experimental investigation of railway track with under sleeper pad. *In.: 10th Slovenian Road and Transportation Congress*, Portorož, Slovinsko, říjen 2010.
- [14] Witt S, *Influence of under sleeper pads on railway track dynamics*. Linköping University, Švédsko, 2008
- [15] Insa R, Salvador P, Inarejos J and Medina L. Analysis of the performance of under-sleeper pads in high-speed line transition zones. *In.: Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport* [online]. 2014, ISSN 0965-092X. Dostupné z: <https://doi.org/10.1680/tran.11.00033>
- [16] Mottahed J, Zakeri JA, Mohammadzadeh S. Field and numerical investigation of the effect of under-sleeper pads on the dynamic behavior of railway bridges. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*. 2018;232(8):2126-2137. doi:[10.1177/0954409718764027](https://doi.org/10.1177/0954409718764027)

MODELOVÁNÍ TEČENÍ ČERSTVÉ BETONOVÉ SMĚSI

Ing. Václav Wudi, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební
České vysoké učení technické v Praze, Tháškova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
vaclav.wudi@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se věnuje využití Lattice Boltzmann metody (LBM) k simulaci proudění tekutin s aplikací na čerstvou betonovou směs. Konkrétně se zaměřuje na vícesložkový model, který zahrnuje kapalinu a pevné částice. Pro kapalinovou část je použit LBM D2Q9 model a viskozita je určena Binghamovým modelem. Simulace jsou provedeny v programovacím jazyce Python a zkoumají vliv viskozity na chování betonové směsi. K porovnání výsledků je použita simulace sednutí kužele, pro kterou jsou vstupní data převzata z literatury. Pro dosažení uskutečnění simulace ve 3D je úloha převedena na rotační symetrii. Výsledky naznačují, že LBM je vhodnou metodou pro modelování proudění čerstvé betonové směsi a lze ji použít pro další aplikace v oblasti stavebního inženýrství.

KLÍČOVÁ SLOVA

Lattice Boltzmann metoda • Zkouška sednutí kužele • konzistence betonové směsi • viskozita betonu

ABSTRACT

This paper focuses on the use of the Lattice Boltzmann Method (LBM) to simulate fluid flow with application to fresh concrete mix. Specifically, it focuses on a multi-component model that includes liquid and solid particles. The LBM D2Q9 model is used for the fluid part and the viscosity is determined by the Bingham model. The simulations are performed in the Python programming language and research the effect of viscosity on the behavior of the concrete mix. A slump flow test simulation is used to compare the results, for which the input data is taken from the literature. To achieve the realization of the simulation in 3D, the problem is converted to rotational symmetry. The results indicate that LBM is a suitable method for modelling the flow of fresh concrete mix and can be used for other applications in civil engineering.

KEYWORDS

Lattice Boltzmann method • concrete flow test • consistency of concrete mixture • viscosity of concrete

1. ÚVOD

Tento článek vychází z diplomové práce. Základem bylo popsání chování čerstvé betonové směsi. Pro tento problém není známé žádné přímé řešení a proto je zvolen jeden z numerických modelů. Tím je Lattice Boltzmann metoda (LBM).

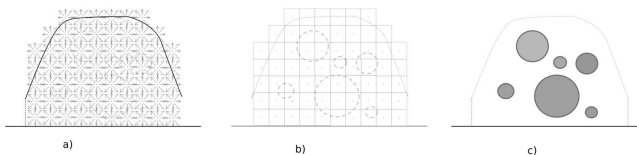
Lattice Boltzmann metoda (LBM) je jednou z metod pro simulaci proudění tekutin, včetně tekutin s vysokou viskozitou, jak

lze chápat čerstvou betonovou směs. LBM je založena na diskretizaci kontinua a využívá Navierovy-Stokesovy rovnice k modelování proudění tekutin. Tento článek se zaměřuje na aplikaci LBM na modelování tečení čerstvé betonové směsi a následné porovnání přesnosti na zkoušce rozlití kužele.

2. ZÁKLADNÍ POPIS

Základem pro vytvoření modelu pro popis čerstvé betonové směsi je snaha zachytit chování čerstvé betonové směsi. Vycházím z modelu podle Švec et al. (2012), který zahrnuje tři vzájemně interagující fáze (viz 1). Jsou jimi:

- Kapalná fáze - popisuje betonovou směs jako Neneutonovskou kapalinu, využívá Lattice Boltzmann metodu dle Chen & Doolen (1998).
- Přechodová fáze - určuje interakci mezi oběma druhými fázemi, využívá výpočet podle Immersed Boundary metody Peskin (2002).
- Fáze těles - popisuje chování pevných částic v betonové směsi, vychází z Newtonových rovnic



Obrázek 1: Tři fáze.

2.1. Fáze kapaliny

Tato fáze využívá pro popis chování kapaliny Lattice Boltzmann metodu (LBM). Tato metoda používá modelování míru pohybu makroskopické částice při řešení Navier-Stokesovi rovnice. Při LBM se prostor rozdělí mřížkou. V mřížce je několik prvků vektorů rychlosti distribuční funkce. Tyto rychlosti udávají míru proudění tekutiny v daném směru. V tomto článku je použit D2Q9 model, který má devět prvků distribuční funkce ve dvou dimenzích.

Každému prvku distribuční funkce je přiřazena váha. Součet všech vah musí být roven jedné.

Součtem daných vektorů distribuční funkce získáme hustotu buňky.

$$\rho = \sum f_i \quad (1)$$

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

Rychlosti v daném směru se získají z součtu poměrů rychlostí distribuční funkce se zohledněním směru ku hmotnosti dané buňky.

$$v = \frac{\sum f_i e_i}{\rho} \quad (2)$$

Výpočet je dán dvěma kroky, kolizí a proudění. Při kolizi dochází k přeskupení prvků distribuční funkce uvnitř mřížky.

$$f_i(x; t + \delta t) = f_i(x, t) + \Delta_t \frac{f_i^{eq}(x, t) - f_i(x, t)}{\tau_f} + \Delta * F_i \quad (3)$$

Při výpočtu se využívá equilibrium.

$$f_i^{eq}(x, t) = w_i \left(\rho + 3 \frac{e_i u}{c_s^2} + \frac{9}{2} \frac{(e_i u)^2}{c_s^4} - \frac{3}{2} \frac{u^2}{c_s^2} \right) \quad (4)$$

Při proudění dochází k posunu rychlosti v daném směru.

$$f_i(x + e_i; t + \delta t) = f_i(x, t) \quad (5)$$

Pro výpočet toku s volnou hladinou se buňky rozdělují na tři typy. Jsou to buňky s kapalinou, přechodové a prázdné. Každá buňka má hodnotu zaplnění α , ta je dána poměrem hmotnosti kapaliny v buňce ku objemu.

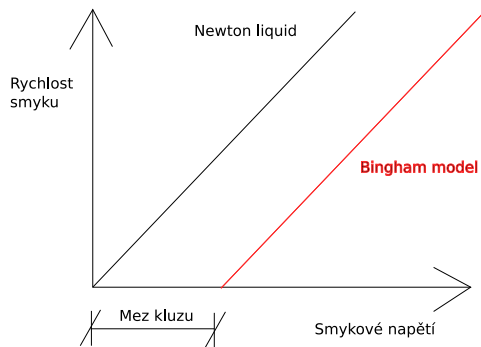
$$\alpha = \frac{m}{\rho} \quad (6)$$

Okrajové podmínky jsou na hranici se vzduchem, na hranici s překážkami a okrajové podmínky kombinující obojí. Okrajové podmínky na hranici s překážkami jsou rozděleny na dva typy, prokluzné (zrcadlové) a protikluzné ad. Zou & He (1997). Při prokluzné okrajové podmínce se uvažuje nulové tření, zatímco při protikluzné se uvažuje nekonečně velké tření. Reálné tření se získá lineární interpolací dle Švec & Skoček (2013).

Velikost součinitele tření je odvozen z viskozity.

$$\tau(x, t) = \frac{1}{2} + \frac{3\nu(x, t)}{\Delta t} \quad (7)$$

Viskozita je určena Bingham modelem z Lucky & Johnson (2018), což je lineární model (viz 2), který můžeme chápat jako vhodný model pro simulaci tečení betonové směsi viz Chidiac et al. (2000).



Obrázek 2: Bingham a Newton model.

V průběhu výpočtu se změnou vektorů distribuční funkce mění hmotnost. Tato změna způsobuje změnu buněk. Pokud hodnota zaplnění mezilehlé buňky stoupne přes jedna, stává se buňka plnou.

Přebývající hmota se přesune do sousedních mezilehlých a prázdných buněk. Míra přesunu je dána normálovým vektorem. Opačný proces nastává při stavu, kdy hodnota zaplnění klesne pod nulu.

Velikost časového kroku je třeba volit tak, aby nedošlo ke ztrátě stability. Ztráta stability výpočtu způsobuje ztrátu konvergence. Případně lze čas měnit v průběhu výpočtu Thürey et al. (2006).

2.2. Fáze těles

Pro možný výpočet zjednodušíme kamenivo na jednoduchý tvar jako je kruh. Pohyb je určen z Newtonových rovnic.

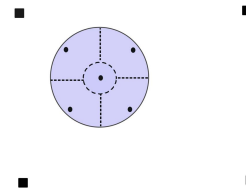
Pohyb se určí postupnou integrací rychlosti. Zde se postupuje zpětnou integrací dopočtu rychlosti. Při výpočtu se postupuje od kolize ke kolizi těles, kdy se nejdříve zjistí vzájemné časy kolizí těles dle Lubachevsky (1991).

Míra energie po kolizi ku energii před kolizí těles udává koeficient restituace Ahmad et al. (2016).

$$C_r = \frac{E_e}{E_i} \quad (8)$$

2.3. Přechodová fáze

Tato fáze vytváří interakci mezi oběma předchozími fázemi. Rychlost jak od kapalně fáze, tak od fáze těles, získáme v Lagrangeových bodech. Tyto body jsou umístěny na kamenivu (viz. 3). Rychlost od fáze kameniva získáme z rychlosti středu kameniva, úhlové rychlosti a vzdálenosti od středu kameniva.



Obrázek 3: Lagrangeovy body na kamenivu.

Rychlost od kapaliny je známa v bodech mřížky. Pro určení rychlosti na kamenivu v Lagrangeových bodech použijeme Dirac delta funkci. V tomto článku je použita lineární Dirac delta funkce.

3. APLIKACE

Pro porovnání účinnosti metody byl vytvořen program v programovacím jazyce Python.

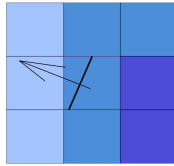
3.1. Zvolený příklad

Výpočet je porovnán na zkoušce rozlití kužele. Jedná se o Abramsův kužel o rozměrech 100 x 200 x 300 mm. Výsledkem je šířka rozlití kužele, která se zprůměruje ve dvou na sobě kolmých směrech a zatřídí do kategorií F1-F6 dle ČSN (1992).

3.2. Nutné úpravy

V tomto případě jsou dvě nutná vylepšení základního výpočtu. První je převedení dvoudimenzionální úlohy na trojdimenzionální s využitím rotační symetrie a nazpět.

Druhou je generace hladiny pomocí normálového vektoru koeficientu zaplnění buněk. Pro sestavení průběhu hladiny vychází o jednu rovnici méně, než je hledaných proměnných. Proto je zde uvažováno vygenerování hladiny pomocí normálového vektoru. Pro každou mezilehlou buňku se z koeficientu zaplnění okolních buněk sestaví normálový vektor. Z kolmice se lineárně sestaví průběh hladiny (viz. 4).



Obrázek 4: Příklad výpočtu průběhu hladiny v buňce

3.3. Další úpravy

Další úpravou, která je provedena je vytvoření podoblasti pro výpočet kameniva. Výpočet fáze kameniva může být, při velkém počtu kameniva časově náročný, proto je zvoleno řešení jak tento výpočtový čas snížit.

Při této úpravě, se výpočtový čas kolize nepočítá u všech prvků kameniva navzájem, ale jen v určité podoblasti.

3.4. Postup výpočtu

Výpočet sestává ze tří kroků, preprocessingu, kdy jsou připraveny podklady a vytvořena mřížka. Samotného výpočtu a postprocessingu, kdy jsou vypočtená data zpracována do grafického výstupu.

Samotný výpočet je dán třemi částmi, které se opakují dokud není splněna podmínka ukončení výpočtu.

Postprocessing sestává ze zpracování dat. Prvním výstupem jsou hodnoty sednutí a rozlité kužele v závislosti na čase. Druhým výstupem je grafické zpracování dat.

3.5. Parametry vstupující do výpočtu

Pro simulaci tečení čerstvé betonové směsi je třeba několik dat. Některá data jsou známá a některá data je třeba vhodně zvolit. V příkladu jsou použity data z Chidiac et al. (2000), mix 1 (A).

Parametry, které jsou převzaty jsou kinematická viskozita a mez kluzu, množství kameniva a jeho objemová hmotnost (viz tab. 1).

Název parametru	Hodnota	jednotky
Množství kameniva	947	kg/m ³
Objemová hmotnost kameniva	2333	kg/m ³

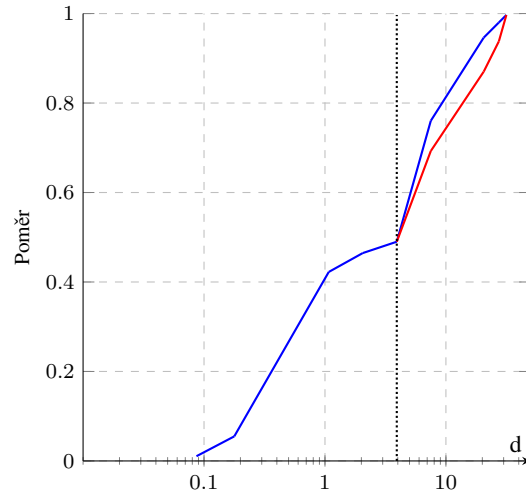
Tabulka 1: Základní hodnoty kameniva pro výpočet.

Některé hodnoty, jako je viskozita a mez kluzu, byly vypočteny více způsoby. Z těchto hodnot jsou do výpočtu uvažovány hodnoty uprostřed vypočtených hodnot. (viz tab 1)

Součástí určení množství a rozdělení kameniva je také křivka zrnitosti kameniva. V rámci výpočtu byli zahrnuti jen ty kameniva, které přesahují 4 mm. Množství kameniva v příslušných frakcích bylo vhodně zvoleno, tak aby co nejvíce odpovídalo množství kameniva z článku (viz 5).

Výpočet	Viskozita (Pa*s)	Mez kluzu (Pa)
1	1.3	35
2	75	242
3	5	388
Zvolené	1.33	180

Tabulka 2: Mez kluzu a viskozita, hodnoty převzaté a zvolené hodnoty ve výpočtu.



Obrázek 5: Výsledná křivka kameniva (modrá) a křivka kameniva ve výpočtu (červená).

Množství kameniva frakcí kameniva a výsledné křivky zrnitosti kameniva, je výsledkem sjednocení dvou křivek a jejich poměru.

Vhodně zvolenými parametry je poměr mezi odrazovou a protikluznou okrajovou podmínkou ve fázi kapaliny a součinitel restituce jak u kolize kamenivo - kamenivo a také u kolize kamenivo - překážka.

Zároveň je na začátku výpočtu nutné zvolit velikost mřížky a časový krok (viz tab. 3). Časový krok a velikost mřížky jsou zvoleny s ohledem na zachování stability výpočtu a časovou náročnost výpočtu.

Název parametru	Hodnota
Poměr mezi odrazovou a protikluznou	0.45
Součinitel restituce objekt - objekt	0.7
Součinitel restituce objekt - překážka	0.7
Velikost časového kroku	0.024 s
Velikost Mřížky	1x1 cm

Tabulka 3: Zvolené hodnoty ve výpočtu.

4. VÝSLEDKY

Hlavním výsledkem byla hodnota šířky rozlité kužele. V rámci výpočtu jsou i některé další doprovodné výsledky, jako například průběh rychlostí těles a tečení kapaliny.

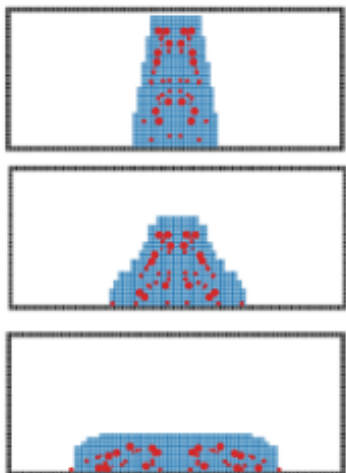
Šířka rozlité kužele od měření je dána 488 mm, rozlité dané výpočtem je 467 mm. Rozdíl činí 4,5 %.

Jedním z výsledků je také porovnání výpočtů s podoblastmi. Ty jsou porovnány na velikosti podoblasti 5,10 a 15 mm a výpočtu bez zahrnutí podoblastí (viz tab 4).

Výpočet	Bez oblastí	d = 15	d = 10	d = 5
1.	672	618	638	607
2.	744	758	620	637
3.	687	718	692	619
Průměr	701	698	650	621
%	100	99	92,7	88,5

Tabulka 4: Porovnání času podoblastí.

Dalšími výsledky jsou grafické výstupy, například průběh tečení směsi (viz 6,7).



Obrázek 6: Průběh výpočtu ve třech časových krocích. Znáznorněno pro Newtonovskou kapalinu pro viskozitu $5 \cdot 10^5 \text{ Pa} \cdot \text{s}$. Znáznorněno v časech 0, 0.38 a 0.677 s

Zároveň je možné získat průběh rychlosti v závislosti na času (viz 8).

5. ZHODNOCENÍ

Rozdíl mezi vypočteným daty a daty převzatými je v řádech jednotek procent. Tato přesnost je závislá na vhodném zvolení poměrů typu okrajových podmínek a dostatečné znalosti vstupních parametrů.

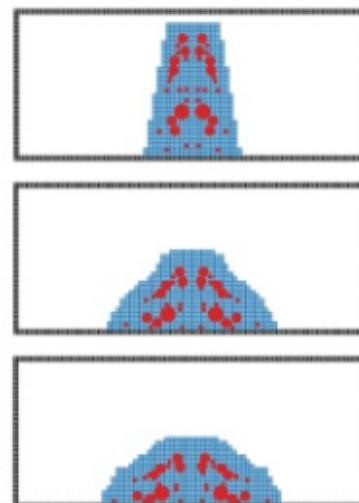
Použití podoblastí pro úroveň kameniva jako přínosné a může ušetřit až 10 % výpočtového času, který přísluší k fázi kameniva.

6. ZÁVĚR

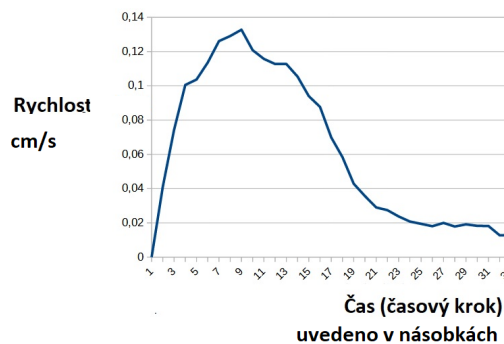
V tomto článku jsem úspěšně využil model založený na Lattice Boltzmann metodě pro modelování tečení čerstvé betonové směsi. Ukázal jsme, že tento přístup je vhodný pro jednoduché aplikace, jako je rozlití kužele. Vylepšení, které jsme navrhli pro snížení výpočtového času, se ukázalo jako účinné.

Podařilo mi vytvořit model, který je vhodný pro výpočet úloh ve 2D a rotačních úlohách, jako je například sednutí kužele. Pokud bych chtěl použít tento model pro rozlití čerstvé betonové směsi ve 3D, bude potřeba vytvořit 3D model.

Použití modelu může být vhodné využít pro predikci chování čerstvé betonové směsi v tvarově složitých konstrukcích, kde není možné určit zda došlo k zaplnění prostor bednění.



Obrázek 7: Průběh výpočtu porovnávaného příkladu ve třech časových krocích. Znáznorněno v časech 0, 0,43 a 0,876 s



Obrázek 8: Průběh nejvyšší rychlosti ve směru z (dolů) v řezu uprostřed kužele.

Poděkování

Poděkování patří Grantové agentuře ČR za finanční podporu v rámci projektu 20-25995S.

Reference

- Ahmad, M., Ismail, K. A. & Mat, F. (2016), 'Impact models and coefficient of restitution: A review', *ARPN J. Eng. Appl. Sci* **11**(10), 6549–6555.
- Chen, S. & Doolen, G. D. (1998), 'Lattice boltzmann method for fluid flows', *Annual review of fluid mechanics* **30**(1), 329–364.
- Chidiac, S., Maadani, O., Razaqpur, A. & Mailvaganam, N. (2000), 'Controlling the quality of fresh concrete—a new approach', *Magazine of Concrete Research* **52**(5), 353–363.
- ČSN, E. (1992), 1-1 (73 1201) eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí—část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, in 'Eurocode', Vol. 2, pp. 1–1.
- Lubachevsky, B. D. (1991), 'How to simulate billiards and similar systems', *Journal of Computational Physics* **94**(2), 255–283.
- Lucky, A. P. A. & Johnson, F. A. (2018), 'Modification of bingham plastic rheological model for better rheological characterization of synthetic based drilling mud', *Journal of Engineering and Applied Sciences* **13**(10), 3573–3581.
- Peskin, C. S. (2002), 'The immersed boundary method', *Acta numerica* **11**, 479–517.
- Švec, O. & Skoček, J. (2013), 'Simple navier's slip boundary condition for the non-newtonian lattice boltzmann fluid dynamics solver', *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics* **199**, 61–69.
- Švec, O., Skoček, J., Stang, H., Geiker, M. R. & Roussel, N. (2012), 'Free surface flow of a suspension of rigid particles in a non-newtonian fluid: A lattice boltzmann approach', *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics* **179**, 32–42.
- Thürey, N., Pohl, T., Rude, U., Oechsner, M. & Körner, C. (2006), 'Optimization and stabilization of lbm free surface flow simulations using adaptive parameterization', *Computers & fluids* **35**(8-9), 934–939.
- Zou, Q. & He, X. (1997), 'On pressure and velocity boundary conditions for the lattice boltzmann bgk model', *Physics of fluids* **9**(6), 1591–1598.

ZAHRANIČNÍ EXPERIMENTY ZAMĚŘENÉ NA PARAMETRY KOLEJOVÉHO LOŽE BEZSTYKOVÉ KOLEJE

Filip Bláha, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Filip.blaha@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá shrnutím zahraničních experimentů a měření zabývajících se výzkumem parametrů bezстыkové koleje. Popsaná měření byla provedena in-situ a nebo na modelu výseku koleje.

Experimenty a měření se zabývaly dílčími parametry bezстыkové koleje. Jedná se o vstupní parametry pro výpočet interakce bezстыkové koleje na mostě a dále pak parametry ovlivňující příčnou stabilitu bezстыkové koleje. Základními parametry analýzy interakce koleje a mostu je podélný odpor vertikálně nezatížené i zatížené koleje. V rámci měření byl zkoumán podélný odpor kolejového lože, příného upevnění a kolejnicového upevňovačla. Z hlediska stability koleje byl zkoumán příčný odpor koleje a příčný odpor jednotlivého pražce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Bezстыková • Kolej • Odpor • Experiment • Vyhodnocení

ABSTRACT

This article is a summaries foreign experiments and measurements dealing with the investigation of the parameters of continuously welded rail. The described measurements were carried out in-situ or on a track model.

The experiments and measurements dealt with parameters of continuously welded rail. These are the input parameters for analysis of the track-structure interaction and then the parameters affecting the transverse stability of the continuously welded rail. The input parameters for the calculations of the interaction between the rail and the bridge are the longitudinal resistance of the vertically unloaded and loaded rail. As part of the measurement, the longitudinal resistance of the rail ballast, direct fastening and rail fastener was investigated. From the point of view of track stability, the transverse resistance of the track and the transverse resistance of an individual sleeper were investigated.

KEYWORDS

Continuously • Rail • CWR • Experiment • Evaluation

1. ÚVOD

V současných normách a předpisech je použití bezстыkové koleje omezeno maximální délkou dilatačních celků, nebo musí být použití na daném mostě ověřeno statickým výpočtem. Kritérii pro posouzení je jednak napětí v kolejnicových pásech, jednak maximální horizontální a vertikální posuny horního líce nosné konstrukce.

Z chování bezстыkové koleje však vyplývá, že tyto požadavky jdou vzájemně proti sobě. Při větším podélném odporu jsou posuny nosné konstrukce menší, avšak zároveň se v kolejnicových pásech generuje větší normálové napětí. Naopak při nižším odporu koleje je situace analogicky opačná.

Omezení napětí vychází z materiálových vlastností kolejnicové oceli a jeho maximální či minimální velikost je tak jednoduše opodstatnitelná. Omezení posunů nosné konstrukce však pravděpodobně vychází z jakéhosi historického požadavku a v současné době není zřejmé, z čeho dané limity posunů vychází.

Dalším parametrem, s kterým přímo souvisí příčná stabilita (odolnost proti vybočení) kolejového roštu, je příčný odpor. Příčný odpor se skládá z odporu vlivem třením mezi pražci a kamenivem šterkového lože, odporem šterkového lože před čely pražců a dále z ohybové tuhosti kolejnic a torzní tuhosti kolejnicových upevňovačel. Ani jeden ze výše uvedených parametrů součástí celkového příčného odporu mezinárodní norma UIC v současnosti vůbec nespecifikuje.

2. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

2.1. Interakce pražce a šterkového lože v podélném a příčném směru (De Iorio Antonio et.al.) [1]

Test proběhl blízko centrální železniční stanice v Neapoli. Byl testován cca 200 m dlouhý přímý úsek koleje s 237 kg FSV35P pražci v osové vzdálenosti 0,6 m a kolejnicemi UIC60. Pražce FSV35P jsou 2,42 m dlouhé, v patě jsou široké 280 mm a mají výšku 190 mm. Tloušťka šterkového lože pod pražcem byla 40 cm a celková výška lože byla 55 cm. Trať byla rozdělena do 7 úseků – na 4 úsecích mělo probíhat měření příčného odporu a na 3 úsecích měření podélného odporu.

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Nejprve byla strojní podbíječkou upravena trať v délce cca 300 m. Následně byl cca 200 m dlouhý úsek oddělen přeříznutím kolejnic a vytvořením mezery cca 1 m. Dále byly povoleny a znovu dotaženy všechny upevnění. Každý úsek byl oddělen 2 „neaktivními“ pražci, aby bylo zabráněno vzájemné interakci.

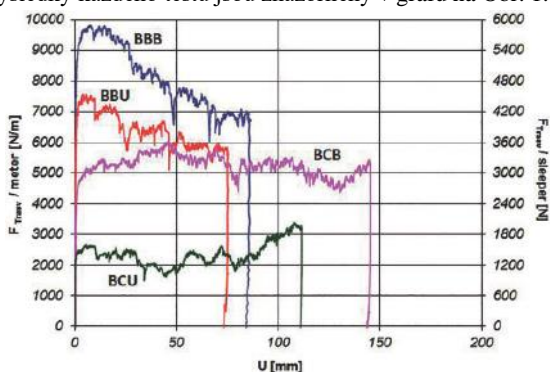
Celkem byly provedeny 4 příčné testy:

- příčné zkoušky 4 pražců obsypanými do úrovně horního líce (BBB)
- 4 pražce s odstraněným šterkem mezi pražci (BCB)
- 4 pražce s odstraněným šterkem za čely pražců (BBU)
- 4 pražce s odstraněným šterkem ze všech stran (BCU)

A dále byly provedeny 3 podélné zkoušky:

- zkoušky 6 pražců obsypanými do úrovně horního líce
- 6 pražců s odstraněným šterkem za čely pražců
- 6 pražců s odstraněným šterkem ze všech stran

Jak již bylo řečeno, měření příčného odporu proběhlo na 4 částech trati, kde se každá část skládala ze 4 pražců s různými, výše uvedenými, konfiguracemi šterkového lože okolo pražců. Výsledky každého testu jsou znázorněny v grafu na Obr. 1.



Obrázek 1: Křivky z měření příčného odporu pražce

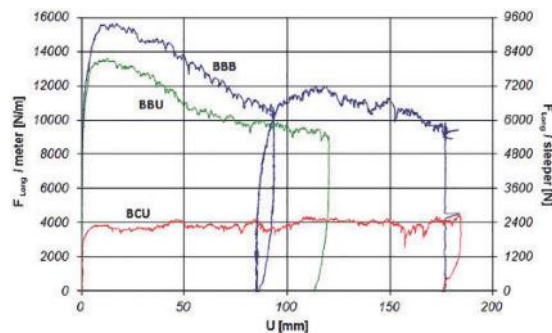
Měření podélného odporu bylo provedeno na 3 úsecích koleje a každý se skládal ze 6 pražců. Stejně jako u příčného odporu, i zde byly testovány různé konfigurace šterkového lože v okolí pražce.

Nejprve byly odstraněny všechny pražce mezi zatěžovacím zařízením a prvním pražcem zkušebního úseku koleje. Kolejnice délky cca 1,2 m nad těmito pražci byly uříznuty.

Pro druhé měření, kolejnice z prvního měření byly odstraněny z upevňovadel a kolejnice druhého zkušebního úseku byly k zatěžovacímu zařízení připojeny dvěma řetězy.

V rámci prvního měření bylo zatěžování přerušeno a znovu obnoveno. To bylo provedeno za účelem ověření průběhu zatěžovací křivky a maximální síly v případě, že dojde k pozastavení plynulého posunu koleje.

Naměřené průběhy posunu v závislosti na působící síle jsou znázorněny v grafu na Obr. 2.



Obrázek 2: Křivky z měření podélného odporu pražce

V této studii byl stanoven vliv šterkového lože na celkový odpor koleje. Bylo zjištěno, že, na celkovém příčném odporu pražce se jednotlivé složky odporu podílí následovně: vliv šterku mezi pražci je 50 %, vliv šterku pod pražcem je 25 % a vliv šterku z čela pražce je zbylých 25 %.

Na celkovém podélném odporu pražce se jednotlivé složky odporu podílí následovně: vliv šterku mezi pražci je 60 %, vliv šterku pod pražcem je 30 % a vliv šterku z čela pražce je zbylých 10 %.

2.2. Měření příčného a podélného odporu koleje ve šterkovém loži (Saeed Mohammadzadeh, Morteza Esmaili, Fatemeh Khatibi) [2]

Zkoušky byly provedeny na trati v železniční stanici Aprin jihozápadně od Teheránu v Íránu. Trať je dlouhá cca 70 m a je ohraničena dvěma betonovými podporami. Tyto podpory zabraňují podélným posunům a umožňují tak vytvořit v kolejnicích podélné tlakové napětí/síly. Jedna betonová zeď je zřízena na jednom konci koleje a speciální vložená betonová deska délky 5 m je provedena na opačné straně.

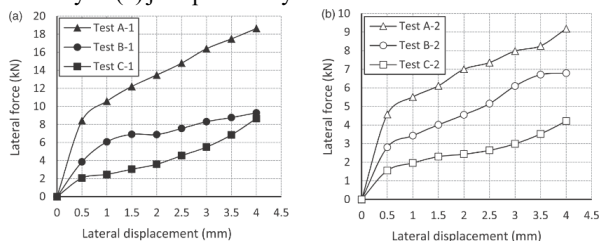
Obě betonové konstrukce jsou pevně spojeny se zemí pomocí hlubokých základů tak, aby byla zaručena jejich odolnost proti značným podélným silám v koleji. Důvod, proč je na jedné straně zřízena pouze betonová deska je ten, aby na kolej mohly stále vjíždět železniční vozidla – např. zkoušet trať po zhutnění šterkového lože strojní podbíječkou či zkoušení vertikálně zatížené trati.

Na zkušebním úseku jsou použity kolejnice UIC60 s upevňovadly Pandrol e-clip. Na trati jsou použité betonové pražce B70 s osovou vzdáleností 600 mm, celkem je na zkušebním úseku 108 pražců. Tloušťka šterkového lože pod pražcem je 35 cm a jeho šířka za čely pražce je 40 cm.

Na trati byly provedeny 3 vytlačovací zkoušky jednotlivých pražců s označením A, B a C.

Zkoušky A se týkaly pražce celého ve šterkovém loži – standardní situace v koleji a byl tak měřen celkový příčný odpor. U zkoušek B byl odstraněn šterk před čely pražců a byl měřen příčný odpor s působením dolního a bočního líce pražce. U zkoušek C byl odstraněn šterk z čela i z boku pražců a byl tak měřen odpor závislý pouze na dolním líci pražce. V každé skupině byly provedeny minimálně 3 zkoušky na různých pražcích.

Jak bylo dříve popsáno, vytlačovací zkoušky jsou rozděleny do 3 skupin A, B a C dle varianty odstranění šterkového lože v okolí pražců. Na Obr. 3 jsou grafy z jednotlivých testů. Zkoušky -1 (a) jsou měřeny na zhutněném šterkovém loži a zkoušky -2 (b) jsou prováděny na rozvolněném šterkovém loži.



Obrázek 3: Experimentálně naměřená data z vytlačovací zkoušky pražce v případě (a) zhutněného šterkového lože a (b) rozvolněného šterk. lože

Naměřený příčný odpor na rozvolněném šterkovém loži je o cca 50 % nižší než ve zhutněném loži. Na základě jednotlivých průběhů byly dopočteny jednotlivé složky odporů - Ft (celkový odpor), Fc (odpor na bocích pražce), Fsh (odpor na čele pražce) a Fb (odpor na dolním líci pražce).

Křivka závislosti síly a posunu závisí na úrovni zhutnění šterkového lože. Když je šterkové lože dobře zhutněno, je na grafu vidět jasné maximum a s narůstající deformací působící síla klesá. V případě rozvolněného lože naopak síla postupně stoupá až do jisté úrovně a po jejím dosažení s narůstající deformací zůstává víceméně konstantní. Na testu 1 a 2 není jasný vrchol zřetelný, ovšem u testu 3 je vrchol cca 10 kN. Shrnutí působících sil při posunu 2 mm je v následující tabulce Tab. 1.

Za účelem dosažení větší deformace, která zpravidla nastává při ztrátě stability koleje, byly provedeny i vyťahovací zkoušky jednotlivých pražců, při kterých mohlo být dosaženo posunu až 20 cm.

Tabulka 1: Srovnání výsledků vytlačovacích a vyťahovacích zkoušek pražce

Zkouška	Měření	Ft [kN]	Průměrná Ft [kN]
Vytlačovací test	A-1	13,47	-
	A-2	7,00	
Vyťahovací test	1	6,43	6,48
	2	7,97	
	3	5,55	

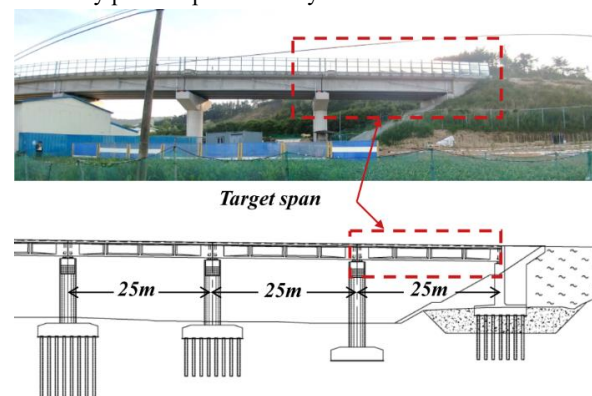
Zkušební úsek délky 70 m byl dále zatěžován v podélném směru. Aby nedošlo k vyboulení ve svislém směru z důvodu koncentrované síly před lisou, byly použity 2 betonové pražce s hmotností cca 400 kg umístěné na kolejnici. Na konce kolejnic byl umístěn tuhý ocelový rám, přes který byla přenášena podélná síla a bylo tak docíleno stejných posunů obou kolejnic.

Poté, co byla kolej několik minut zatížena maximální silou, byla rychle odtížena. V průběhu celého zatěžování i odtižení byly měřeny podélné a příčné posuny na vybraných místech podél koleje.

Jednotlivé posuny při působící síle jsou 9,61 mm, 5,07 mm a 4,36 mm. Rozdíly v posunech mezi jednotlivými snímači mohou být vlivem rozdělení podélné síly po délce koleje a proto mají posuny snižující se charakter od místa působení zatížení. Jako výsledný podélný odpor byla zvolena dosažená síla při posunu 10 mm. Při rozdělení této síly 1040 kN na 108 pražců získáme podélný odpor 1 pražce 9,63 kN.

2.3. Kvantifikace interakce bezстыkové koleje na mostě v Jižní Koreji vlivem kolísání teplot (Yun Kyung-Min et.al.) [3]

Měření proběhlo in-situ na mostě s bezстыkovou kolejí zobrazeném na Obr. 4. Jedná se o novostavbu a na mostě před a během měření neprobíhal žádný oficiální železniční provoz. Z toho důvodu není nutné uvažovat vliv dopravy na změny šterkového lože. V tomto experimentu byly měřeny a vyhodnocovány pouze teplotní účinky.



Obrázek 4: Fotografie měřeného mostu včetně zjednodušeného schématu se znázorněním měřeného pole

Měřené prosté pole se skládá z prefabrikovaných předpjatých betonových nosníků. Na mostě je zřízeno šterkové lože s betonovými pražci, svorkami Pandrol e-clip a kolejnicemi UIC60. V rámci experimentu byla v trati byla měřena teplota kolejnic, napětí v kolejnicích a relativní posuny mezi kolejí (pražci) a nosnou konstrukcí. V rámci měření posunu koleje bylo uvažováno, že kolejnice a pražec se posouvají shodně vzhledem k tomu, že podélný odpor pražce ve šterkovém loži je menší než odpor v upeřňovadle mezi kolejnicí a pražcem. Na mostní části byla měřena teplota nosné konstrukce, relativní posuny nosné konstrukce a natočení konců nosné konstrukce. Odečty dat probíhaly v intervalu 30 minut po dobu 4 měsíců.

Pro stanovení koeficientu teplotní roztažnosti se vycházelo z rovnice $\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$, kde ΔL jsou změřené posuny nosné konstrukce, L je známá dilatační délka nosné konstrukce, ΔT jsou změny efektivní teploty a α je právě hledaný součinitel. Posuny nosné konstrukce byly stanoveny ze snímačů u opěry u horního a dolního líce nosné konstrukce. Uvážením obou snímačů byl zohledněn vliv natočení konstrukce nosné konstrukce.

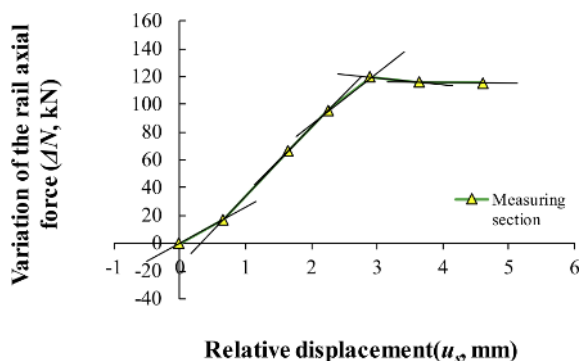
Stanovení efektivní teploty se zohledněním všech měřených teplot v daných bodech příčného řezu by mohlo vést ke značným chybám, neboť teplotní rozložení bylo jiné pro každý nosník. Ke stanovení součinitele teplotní roztažnosti byla zvolena lineární regrese s metodou nejmenších čtverců.

Sklon křivky závislosti teploty a posuny vyjadřuje součinitel teplotní roztažnosti. Regresní analýzou byl tento součinitel stanoven jako $1,01 \times 10^{-5}$, což koresponduje s hodnotou udávanou v předpisu UIC.

V rámci monitoringu byla sledována i napětí v kolejnicových pásech. Výsledná síla v kolejnicích byla pak stanovena jako součin měřeného poměrného přetvoření, plochy kolejnice a modulu pružnosti kolejnicové oceli.

Skutečný průběh podélného odporu je předpokládán jako nelineární křivka, zatímco předpis UIC 774-3R křivku zjednodušuje na ideální pružnoplastický průběh.

Pro vyhodnocení podélného odporu koleje byla použita zjištěna, resp. přepočtená síla v kolejnicových pásech, relativní posuny mezi nosnou konstrukcí a pražci a průběh efektivní teploty. Stanovení podélného odporu bylo provedeno opět pomocí lineární regrese. Úpravou a zjednodušením skutečného průběhu (Obr. 5) byl vyhodnocen pružnoplastický podélný odpor koleje s maximální hodnotou 11,7 kN na pražec se začátkem plastické části při posunu 2,7 mm.



Obrázek 5: Stanovený podélný odpor koleje

2.4. Podélný odpor koleje ve šterkovém loži se zohledněním 4 různých typů pražců (Rudney C. Queiroz) [4]

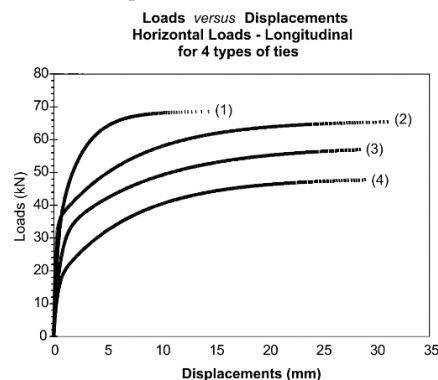
Tento experiment byl proveden univerzitou v Sao Paulo v Brazílii a zabývá se porovnáním odporů koleje ve šterkovém loži se 4 různými typy pražců. Jedná se o ocelové pražce, dřevěné pražce, předpjaté betonové pražce a dvoublokové betonové pražce. Pro tento experiment byly použity modely koleje s rozchodem 1600 mm s kolejnicemi TR-68 uchycenými k 7 pražcům s osovou vzdáleností 600 mm pružnými svorkami Pandrol s podkladnicemi. Všechny pražce byly uloženy ve šterkovém loži tloušťky 35 cm uloženém na 30 cm vrstvě ztuhlé zemině.

Hlavním cílem tohoto měření bylo stanovení podélného odporu pražců na základě změřených posunů. S uvážením zjištěných podélných odporů může být následně stanovena délka dýchajícího konce koleje. V souvislosti s touto délkou je pak možné stanovit nutnou dilatační kapacitu kolejového dilatačního zařízení při dané upínací teplotě.

Pro dané pražce byly v rámci měření získány posuny při dosažení maximální podélné síly:

- Dřevěné pražce 28 mm
- Betonové předpjaté pražce 15 mm
- Betonové dvoublokové pražce 21 mm

• Ocelové pražce 29 mm



Obrázek 6: Srovnání křivek síly v závislosti na podélném posunu pro 4 typy pražců (1) – betonový pražec, (2) – dvoublokový pražec, (3) dřevěný, (4) ocelový

V rámci vyhodnocení bylo ověřeno, že předpjaté betonové pražce a betonové dvoublokové pražce vykazují větší odpory než zbylé dva typy pražců. Betonové předpjaté pražce dosáhly maximálního zatížení 69 kN při posunu 10 mm.

Při uvážení limitního posunu 15 mm pro kolejová dilatační zařízení bylo zjištěno, že betonové dvoublokové pražce dosahují síly cca 62 kN a betonové předpjaté pražce dokonce cca 69 kN. Pro tento 15 mm posun je zatěžovací síla u dřevěných pražců cca 53 kN a u ocelových pražců cca 45 kN. V následující tabulce (Tab. 2) jsou stanoveny odporové síly vztažené na 1 pražec pro 15 mm posun.

Tabulka 2: Porovnání sil při dosažení posunu 15 mm pro 4 typy pražců

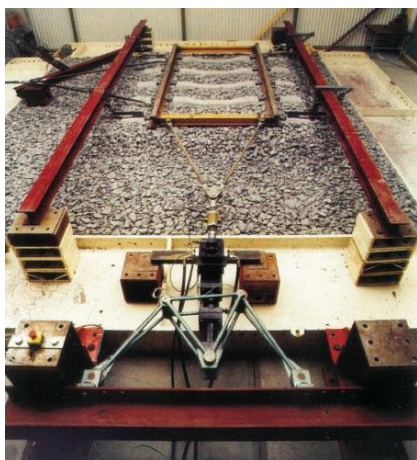
Pražec	Zatížení na 1 pražec [kN] při posunu 15 mm
Dřevěný	7,57
Betonový předpjatý	9,86
Betonový dvoublok	8,86
Ocelový	6,43

2.5. Měření podélného a příčného odporu na TU Delft (Zand, J. van 't, Moraal, J) [5]

Na Technické univerzitě v Delftu proběhla série experimentů na modelu nahrazujícím reálnou kolej na zemním tělese. Samotná konstrukce koleje se skládala ze dvou kolejnic UIC54, které byly upevněny na 5 pražcích NS90 na podložkách Fc9 pomocí svěrek Vossloh Skl 1. Pražce byly uloženy ve šterkovém loži frakce 30/63 s mocností 300 mm pod spodním lícem pražce. Celý kolejový svršek ležel na betonových deskách.

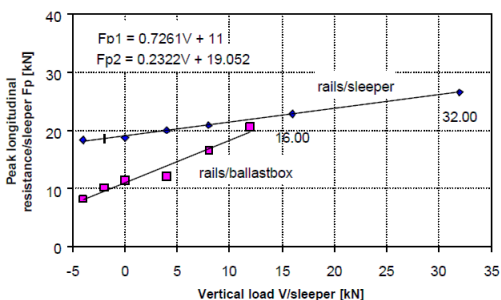
Jelikož každý zatěžovací krok je destruktivní zkouškou, pro získání reprezentativních výsledků bylo šterkové lože vždy před novým zatěžovacím cyklem upraveno a ztuhněno na standardní hodnoty. Před prvním pražcem (ve směru tahu kolejového roštu) byla odstraněna část kolejového lože odpovídající pražci, který by v případě kontinuální koleje ležel před tímto pražcem. Pokud by toto opatření nebylo provedeno, bylo by před pražcem „nahrnuto“ nadměrné množství kameniva, které by zvyšovalo reálné podélné odpory.

Zatížení na kolejový rošt bylo přenášeno pomocí trojúhelníkového mechanismu (fotografie na Obr. 7), kde se tahové síly z hydraulických pístů roznáší rovnoměrně do dvou bodů. Jeden píst je umístěn v přední části koleje a umožňuje podélný posun, druhý píst je umístěn vedle koleje a zajišťuje možnost příčného posunu. Z důvodu příčného zatěžování jsou obě kolejnice ve dvou místech vzájemně spojeny ocelovými nosníky, aby bylo zaručeno rovnoměrné zatížení obou kolejnic. Také z důvodu příčných posunů je přední hydraulický píst připevněn ke speciálnímu zařízení, které umožňuje „kopírovat“ příčný posun bez toho, aniž by se píst musel jakkoliv natáčet. Při simulaci zatíženého kolejového lože byly na kolejnice naskládány betonové desky o rozměrech 2000x1500x100 mm, každá působící silou 9,95 kN.



Obrázek 7: Fotografie z experimentu na TU Delfty

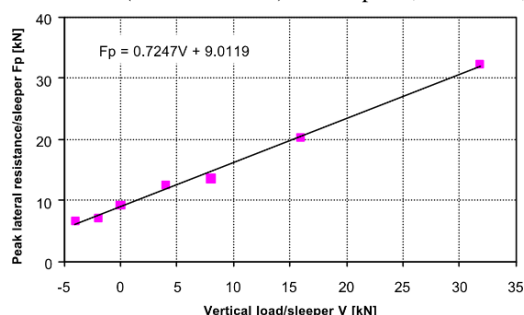
Dále bylo podélné zatížení měřeno také jako funkce podélného posunu kolejnice vzhledem k pražci. Stejný typ uchycení kolejnice k pražci a stejné podmínky zatížení byly aplikovány na model koleje. Zajímavé je pak vzájemné porovnání výsledků z obou experimentů. Podle všeho, pro relativně nízké svislé zatížení je odpor upevňovadel (modré body) větší než odpor koleje (růžové body) ve štěrkovém loži. Nicméně, pokud jednotlivá maxima spojíme lineární funkcí jejich trendu, jak je patrné na Obr. 8, jednotlivé funkce se protnou okolo hodnoty svislého zatížení 15 kN na pražec. To znamená, že u koleje s větším svislým zatížením je rozhodující odpor v upevňovadlech, ne ve štěrkovém loži. Je důležité zmínit, že u obou experimentů působilo svislé zatížení pouze svisle na hlavu kolejnice a nevznikaly žádné podélné třecí síly, jak by tomu bylo ve skutečnosti. Pro nezatíženou kolej je odpor v upevňovadle 1,73x větší než odpor ve štěrkovém loži.



Obrázek 8: Srovnání maxima podélného odporu měřeného na modelu koleje a v samostatném testu upevňovadla

V rámci měření příčného odporu pražce na TU Delfty bylo dosaženo menší maximální síly 9,012 kN/pražec při posunu cca 30 mm. V grafu na Obr. 9 jsou uvedeny dílčí výsledky měření příčného odporu pražce při různých velikostech působící svislé síly na pražec. Z jednotlivých bodů je patrné, že vztah mezi velikostí svislé síly a výsledného odporu pražce je víceméně lineární. Na základě této skutečnosti je na Obr. 9 uvedena rovnice pro tento lineární vztah. V jsou uvedeny další rovnice pro příčný odpor pražce v závislosti na svislé působící síle i pro další zdroje:

- BR (British Railways) $F_p = 0,665V + 8,978$
- US (United States) $F_p = 0,860V + 6,851$
- DB (Deutsche Bahn) $F_p = 0,872V + 11,204$

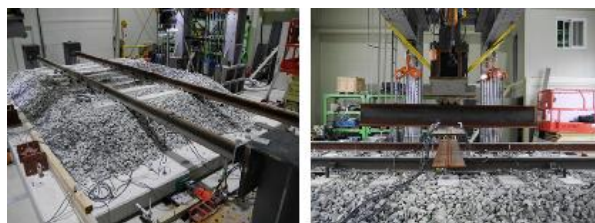


Obrázek 9: Závislost příčného odporu pražce na působícím vertikálním zatížení

2.6. Experimentální studie podélného odporu koleje ve štěrkovém loži na mostě (Kyung-Hwan Min, Kyung-Min Yun) [6]

V rámci experimentálního měření byl vytvořen model koleje ve štěrkovém loži tl. 350 mm pod pražci s 5 betonovými pražci s osovou vzdáleností 600 mm s kolejnicemi UIC60. Betonová deska pod štěrkovým ložem nahrazující desku mostovky umožňovala posuny až 30 mm. V rámci měření byly pevně uchyceny konce kolejnic a hydraulickými lisami byla posouvána betonová deska pod kolejí po teflonových podložkách. Na koncích kolejnic ve směru výsuvu byla měřena podélná síla - reakce, která odpovídá podélné síle přenesené do kolejnic vlivem interakce mostu a koleje. Zároveň byly měřeny podélné posuny desky.

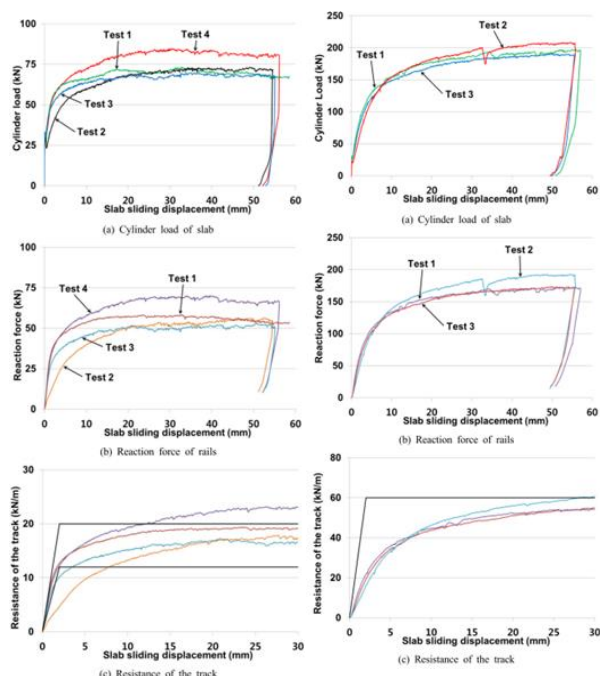
V rámci experimentu byla měřena i varianta s vertikálně zatíženou kolejí. Pro tyto účely byl nad kolej umístěn hydraulický lis (Obr. 10 vpravo), který zatěžoval prostřední pražec silou 170 kN.



Obrázek 10: Experiment bez a s vertikálním zatížením

Před vyhodnocením samotného podélného odporu bylo nutné určit velikost třecí síly při posunu samotné desky, resp. desky s konstrukcí koleje bez upnutých kolejnic.

V rámci měření byly provedeny 4 zatěžovací cykly. Zatěžovací křivky z jednotlivých měření jsou zobrazeny v grafu na Obr. 11. Během měření byla na hydraulických lisech (a) zjištěna maximální síla cca 70-80 kN. Na začátku každého cyklu je průběh téměř svislý a pak dochází k malému poklesu síly – tento jev je připisován právě statickým třecím silám. Na grafu (b) jsou pak vyneseny křivky z měření z výsledných reakcí na koncích kolejnic. V rámci tohoto měření byla zjištěna síla průměrně 55 kN. Na průběhu křivek již není viditelný vliv statické třecí síly. Na grafu (c) je pak zobrazen již vyhodnocený podélný odpor koleje na 1bm. V grafu jsou pro představu vyneseny i křivky odporu dle UIC – 12 kN/m pro běžně udržovanou kolej a 20 kN/m pro dobře udržovanou kolej. Při vztažení této síly na 5 pražců, tj. 3 bm koleje, je průměrný podélný odpor koleje cca 18,3 kN/m.



Obrázek 11: Měření nezátěžené koleje

Obrázek 12: Měření zatěžené koleje s působící vertikální silou 170 kN

V rámci měření svislé zatěžené koleje byly provedeny celkem 3 zatěžovací cykly. Výsledné zatěžovací křivky jsou znázorněny v grafech (a) až (c) na Obrázek 12. Na působících hydraulických lisech (a) byla naměřena působící síla cca 200 kN, na koncích kolejnic (b) byla zjištěna síla cca 170 kN, což odpovídá podélnému odporu cca 58 kN/m. Výsledný odpor koleje je znázorněn na grafu (c). V porovnání s normovým odporem pro zatěženou kolej (60 kN/m; 2 mm) je experimentální odpor výrazně méně tuhý, víceméně v celém rozsahu se pohybuje pod normovým průběhem odporu. Pro představu, při dosažení normového plastického posunu 2 mm je tento odpor pouze cca 20 kN/m.

3. SHRUTÍ PROVEDENÝCH EXPERIMENTÁLNÍCH MĚŘENÍ

Výsledky uvedených experimentálních měření byly přehledně shrnuty v níže přiložené Tabulce 3.

Tabulka 3: Shrnutí výsledků

SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ EXPERIMENTÁLNÍCH MĚŘENÍ	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
podélné						
podélný odpor kolejového lože	nezatěžené	15,6 kN/m	X	X	X	X
podélný odpor kolejového lože	zatěžené	X	X	19,5 kN/m	X	X
příčné						
příčný odpor koleje vztažený na 1 pražec	X	X	X	6,4-9,9 kN (dle pražce)	9 kN	X
příčný odpor 1 pražce	5,9 kN	(zhuťné) 13,5 kN (rozvolněné) 7,0 kN	X	X	X	X

4. ZÁVĚR

Výše popsané experimenty a měření popisují chování bezстыkové koleje a stanovují její dílčí parametry. Tyto parametry jsou důležité pro srovnání s normovými parametry koleje, které vstupují do výpočtu interakce koleje na mostě.

Tato řešeršní část zahraničních měření, stejně tak jako tuzezemská měření, které nejsou z důvodu maximálního rozsahu článku uvedena, tak jako vlastní experimentální program ohledně parametrů koleje, slouží k objasnění a potvrzení či vyvrácení normových parametrů koleje. V rámci výzkumu interakce koleje na mostech jsou pak dále zkoumány vlivy jednotlivých parametrů na vyhodnocení použití koleje na mostech.

Reference

- Kyung-Min Yun, Hyun-Ung Bae, Jiho Moon, Jung-Joong Kim, Jong-Chan Park, Nam-Hyoung Lim, Quantification of ballasted track-bridge interaction behavior due to the temperature variation through field measurements, NDT & E International, Volume 103, 2019, Pages 84-97, ISSN 0963-8695, <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2019.01.009>.
- DE IORIO, Antonio, Marzio GRASSO, Francesco PENTA, Giovanni Pio PUCILLO, Stefano ROSSI a Mario TESTA. On the ballast-sleeper interaction in the longitudinal and lateral directions. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit [online]. 2018, 232(2), 620–631. ISSN 0954-4097. Dostupné z: doi:10.1177/0954409716682629
- MOHAMMADZADEH, Saeed, Morteza ESMAEILI a Fatemeh KHATIBI. A new field investigation on the lateral and longitudinal resistance of ballasted track. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit [online]. 2018. ISSN 20413017. Dostupné z: doi:10.1177/0954409718764190
- QUEIROZ, RUDNEY, C. Longitudinal Track-Ballast Resistance of Railroad Tracks Considering Four Different Types of Sleepers. In: 7th World Congress on Railway Research. 2006, s. 98–106.
- VAN'T ZAND, J.; MORAAL, J. Ballast resistance under three dimensional loading. ERRI D, 1997, 202. [online]. Dostupné z: <http://www.esveld.com/Download/TUD/Ballast%20tests.pdf>
- MIN, Kyung-Hwan; YUN, Kyung-Min. An experimental study for longitudinal resistance of ballast track on bridge. Journal of the Korea Academia-Industrial Cooperation Society, 2016, 17.5: 173-178.

TLAČENÉ PRVKY ZESÍLENÉ POMOCÍ UHPC

Lukáš Boháček, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Lukas.bohacek@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Rekonstrukce a zesilování staveb je v dnešní době stále aktuálnější trend. Jedním ze způsobů porušení konstrukcí je dosažení únosnosti v tlaku. V tomto článku je popsáno ověřování zesílených tlačených prvků pomocí dobetonávky z UHPC po obvodě prvku. Toto zesílení bylo prověřeno na krátkodobých experimentech pro zjištění únosnosti vzorků.

Pro experimenty byly použity sloupky z běžného betonu, po jejichž obvodě byla nabetonována vrstva 3 cm UHPC. Byly použity dva různé poměry ploch běžného betonu a UHPC a také byly použity dva druhy běžného betonu. Původní beton měl stáří přibližně 10 let. Experimenty bylo ověřeno, že takové zesílení je možné použít.

Výsledky experimentů byly také porovnány se zjednodušenými teoretickými výpočty pro ověření chování prvků.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • UHPC • UHPFRC • Pokus • Tlak

ABSTRACT

Reconstruction and strengthening of structures is a growing trend nowadays. In this paper, the verification of strengthened compressed elements is described. The elements were strengthened by using a jacketing made of UHPC. This strengthening was verified in short-term tests aiming to determine the load bearing capacity of the specimens.

For the experiments, ordinary concrete columns were used strengthened by jacketing with the UHPC of the thickness of 3 cm. Two different sections of ordinary concrete and UHPC were used and also two types of ordinary concrete were used. The original concrete was approximately 10 years old. It was verified by experiments that such strengthening is applicable.

The experimental results were also compared with simplified theoretical calculations to verify the behaviour of the elements.

KEYWORDS

Concrete • UHPC • UHPFRC • Experiment • Compression

1. ÚVOD

Porušení v tlaku je jedním ze základních možných způsobů porušení prvku v konstrukci (ať už se jedná o sloup v pozemní stavbě, či mostní pilíř). Často je také právě toto porušení rozhodující.

V předešlých článcích o zesilování pomocí UHPC (Vítek et al. 2020, Vítek et al. 2022) byly prezentovány možnosti zesílení UHPC proti ohybovému namáhání a protlačení. Tato zesílení byla příkladem přibetonování vrstvy UHPC na stávající stropní desku, či mostovku. Zesílení vodorovných prvků ale většinou znamená přetížení svislých nosných prvků – zdi, sloupů, či pilířů. I když při použití UHPC je možné použít menší množství materiálu a přetížení není tak velké, jako kdyby byl použit běžný beton, stále může dojít k tomu, že svislý prvek bude rozhodující pro únosnost konstrukce jako celku. Svislé prvky však mohou být rozhodující pro únosnost i v případě změny užitého zatížení (např. změna využití prostoru), či stálého zatížení (např. přístavění patra budovy) bez zesílení vodorovných prvků.

Jedním ze způsobů zesílení sloupů je právě použití UHPC. Toto je možné provést např. obetonováním tenkou vrstvou UHPC, v případě potřeby i ve větší vrstvě s použitím betonářské výztuže. Díky své vysoké pevnosti v tlaku se UHPC jeví jako vhodný materiál na zesílení tlačených prvků. Proto byly provedeny experimenty na zkušebních sloupcích z běžného betonu, které byly po obvodu obetonovány, vzhledem k jejich malým rozměrům, pouze 30 mm UHPC.

2. KRÁTKODOBÉ ZKOUŠKY TLAKOVÉ ÚNOSNOSTI

2.1. Příprava experimentů

Pro experimenty byly použity dva druhy vzorků o různém poměru ploch běžného betonu a UHPC. Zároveň byly použity dva druhy betonu pro porovnání spolupůsobení UHPC s běžným betonem. Vzorky původního betonu byly získány vyříznutím z panelů z ohybových experimentů a poté byly obetonovány vrstvou 30 mm UHPC po obvodě.

První typ vzorku (čtvercové) měl rozměry původního betonu 120x120 mm, s obetonováním UHPC tedy 180x180 mm. Průměrná válcová tlaková pevnost původního betonu byla

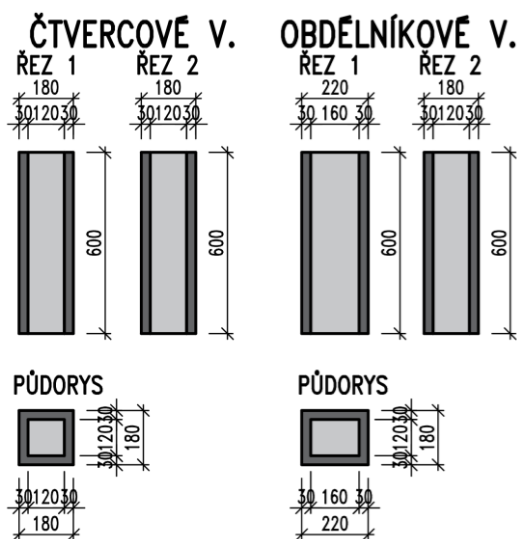
* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng

32.3 MPa. Druhý typ vzorku (obdélníkové) měl rozměry původního betonu 120x160 mm, s obetonávkou UHPC tedy 180x220 mm. Výsledné poměry ploch původní beton:UHPC byly 1:1.25 pro čtvercové vzorky a 1:1.06 pro obdélníkové vzorky. V obou typech vzorků je tedy více UHPC. Průměrná válcová pevnost původního betonu pro obdélníkové vzorky byla 65.8 MPa. Průměrná válcová pevnost UHPC byla 156.5 MPa.

UHPC kolem sloupků bylo betonováno ve svislé poloze. Původní sloupky nebyly určeny pro zatížení v tlaku, výztuž tedy neodpovídá vyztužení běžného tlačného prvku. V některých případech byla výztuž přidána do vrstvy UHPC.

Prvky byly po betonáži UHPC zaříznuté na koncích, aby bylo dosaženo co nejrovnějšího povrchu, což je důležitá podmínka pro zjišťování tlakové únosnosti. Délky vzorků po zaříznutí byly cca 600 mm. Celkové schéma vzorků je zřejmé z Obrázku 1.

Zkoušky byly provedeny na standardním zařízení pro provádění experimentů v tlaku. Průběh zkoušky měl dvě části – první bylo zatížení vzorku na hodnotu 1000 kN pro dotlačení veškerých součástí a vzorku (tato část byla řízena silou), poté byl provádění experiment až do dosažení únosnosti. Druhá část experimentu byla řízena již deformací.



Obrázek 1: Schéma vzorků

Některé vzorky byly ve vrstvě UHPC vyztuženy betonářskou výztuží složenou z třmínek a podélných prutů. Průměr výztuže byl 5 mm v obou případech. Třmínky měly rozteč 80 mm a podélná výztuž zahrnovala jeden prut v každém rohu.

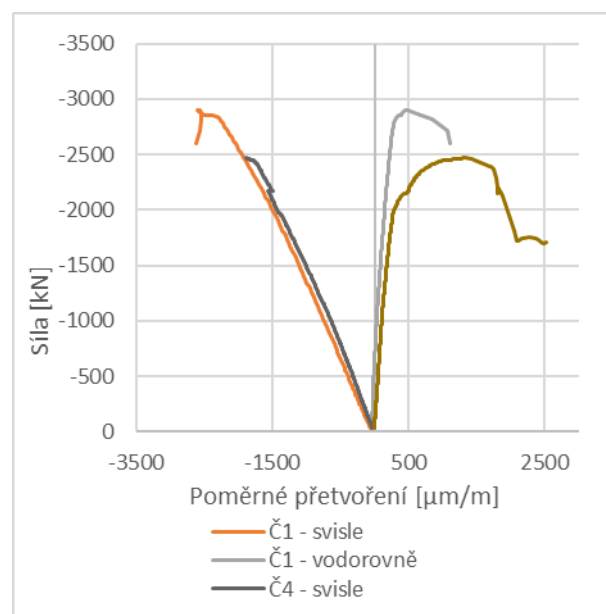
V průběhu výroby byly na vzorky umístěny tenzometry pro měření poměrného přetvoření. U všech vzorků byly použity dvě dvojice tenzometrů na dvou protilehlých stěnách – z každé dvojice byl vždy jeden tenzometr na měření svislého přetvoření a druhý na měření vodorovného přetvoření.



Obrázek 2: Uspořádání experimentu

2.2. Průběh a výsledky experimentů

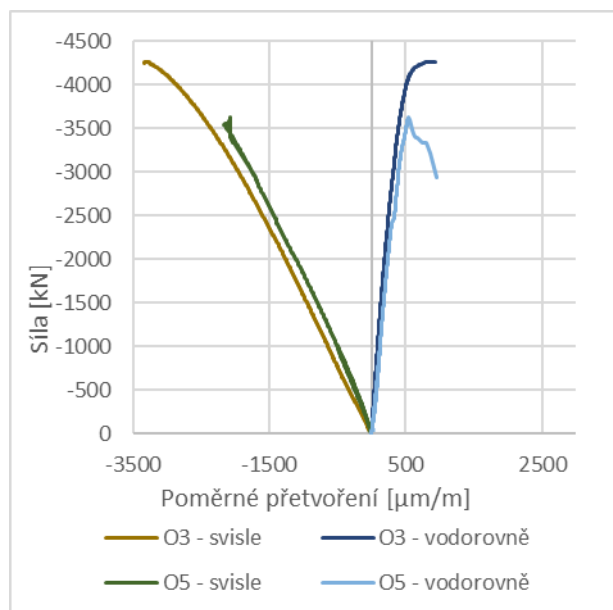
Na Obrázku 2 je fotografie z laboratoře. V průběhu experimentů byla měřena síla v lisu a také vodorovné a svislé přetvoření v přípevných tenzometrech. Na obrázcích 3 a 4 jsou zobrazeny průběhy zkoušek dvojic vzorků, vždy jeden s výztuží a druhý bez. Zobrazena je vždy jen větev řízená deformací, tedy až do dosažení únosnosti. Na obrázku 3 jsou čtvercové vzorky, a to Č1 (nevyztužený) a Č4 (s bet. výztuží). Na svislém poměrném přetvoření (graf vlevo) je zřejmé, že tuhost v pružné části je u obou vzorků velmi podobná. Velká podobnost platí i pro vodorovná přetvoření (pravá část grafu). Z obrázku je také zřejmé, že výsledná únosnost vyztuženého vzorku je nižší (cca 2500 kN), než u vzorku nevyztuženého (cca 2900 kN). Tento trend se projevil i u zbylých vzorků a bylo to důsledkem nedokonalé betonáže. Ukázalo se totiž, že kolem betonářské výztuže nebyl dostatečný prostor pro UHPC a nedošlo k dostatečnému probetonování. Tento problém tedy snížil únosnost u vzorků s betonářskou výztuží.



Obrázek 3: Průběh zkoušky – vzorky Č1 a Č4

U obdélníkových vzorků bylo porovnání velmi podobné. Svislé i vodorovné přetvoření se u vyztužených a nevyztužených prvků velmi podobalo. Výsledná únosnost vyztuženého

vzorku, (cca 3500 kN), byla menší než u nevyztuženého vzorku (cca 4200 kN).



Obrázek 4: Průběh zkoušky – Vzorky O1 a O5

Číselně jsou veškeré výsledky shrnuty v tabulce 1. Z tabulky je zřejmé, že vzorky s výztuží měly menší průměrnou únosnost než prvky bez výztuže. Je však ale nutné podotknout, že u některých jednotlivých prvků to neplatilo. Například vzorky O4 a O5 (vyztužené) mají větší únosnost, než vzorky O2 a O3 (nevyztužené). Zároveň je vidět, že výsledky jsou relativně konzistentní, variační koeficient je 6-9 %.

Tabulka 1: Číselné výsledky experimentů

Vzorek	F_{max} [kN]	prům. F_{max} [kN]	Var. koef. [%]
Č1	2904.9		
Č2	2774.2		
Č3	3187.6	2901.6	6.1
Č6	2739.7		
Č4	2467.1	-	-
O1	4204.1		
O2	3524.8		
O3	4262.9	3887.2	8.9
O7	3557.1		
O4	3930.8		
O5	3624.6	3603.1	7.7
O6	3253.9		

Z experimentů byly navíc získány tuhosti, respektive tzv. ideální moduly pružnosti. S ohledem na komplikace s probetonováním byly na tyto výpočty použity pouze vzorky bez výztuže, jelikož vzorky s výztuží nebyly s ohledem na kompli-

kace při provádění reprezentativní. Z průběhu zkoušek (záznam sil a přetvoření) byly získány ideální průměrné moduly pružnosti 44.4 GPa pro čtvercové vzorky a 42.7 GPa pro obdélníkové vzorky.

Jedním z výsledků experimentů je také způsob poškození vzorků. Na obrázku 5 jsou fotografie vzorků po provedení experimentů. Zkouška nebyla ukončena okamžitě po dosažení únosnosti vzorku, tudíž poškození jsou výraznější. UHPC, kromě své pevnosti v tlaku, působí také jako ovinutí původního betonu. Porušení většinou nastalo vytvořením svislé trhliny (po dosažení tahové pevnosti UHPC) a pak následoval vznik dalších, i vodorovných trhlin. U vzorku O4 (vlevo) je zřejmá jedna hlavní vodorovná trhlina na pravé stěně. Tato trhlina je právě v místě třmínku betonářské výztuže. Na pravé části obrázku je vzorek O3, tedy obdélníkový vzorek bez výztuže. Na tomto vzorku je vidět, že převažují svislé a šikmé trhliny sklonem. Další poškození je viditelné na pravé straně u dolního kraje.



Obrázek 5: Porovnání poškození vzorků – vzorek s výztuží (vlevo) a vzorek bez výztuže (vpravo)

2.3. Výpočetní analýza

Pro lepší vzhled do výsledku byly provedeny výpočty modulu pružnosti a teoretické únosnosti vzorku pro porovnání s výsledky experimentu.

2.3.1. Modul pružnosti

Při výpočtu bylo vždy uvažováno se shodným stlačením původního betonu i UHPC, což je prakticky jediná možnost chování při tomto experimentu.

Pro výpočet náhradního modulu pružnosti byly použity průměrné hodnoty modulů pružnosti získané z dřívějších experimentů a plochy jednotlivých materiálů (standardní beton a UHPC). Modul pružnosti UHPC je dle zkoušek 51.2 GPa a modul pružnosti původního betonu pro čtvercové vzorky byl uvažován 33.0 GPa (tento modul pružnosti nebyl ověřován a byl použit modul pružnosti dle Model Code 2010) a pro obdélníkové vzorky 35.6 GPa.

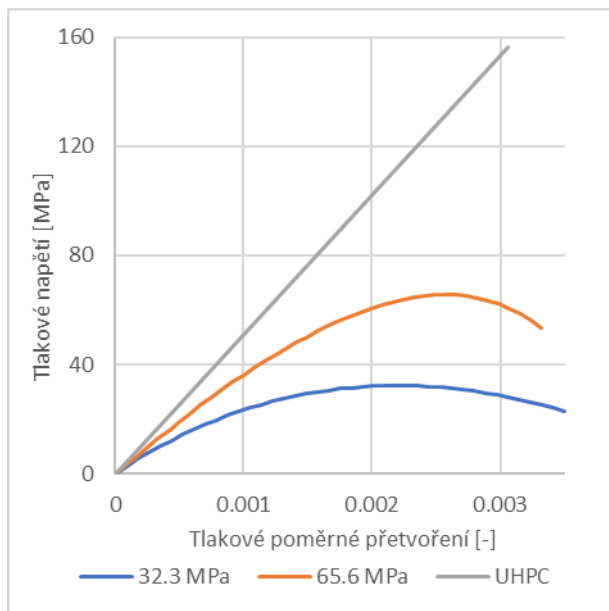
Výpočtem byly získány ideální moduly pružnosti vzorků, a to 43.1 GPa pro čtvercové vzorky a 43.6 GPa pro obdélníkové. V porovnání s experimenty je tedy zřejmé, že u čtvercových vzorků je vypočtený modul pružnosti menší, než experimentálně získaný (44.4 GPa dle experimentů), a naopak u obdélníkových vzorků je vypočtený modul pružnosti větší (42.7 GPa dle experimentů). Zjištěné rozdíly jsou minimální, což potvrzuje že prvky působí dle předpokladů i takto elementárních výpočtů.

2.3.2. Tlakové pevnosti

Podobně jako moduly pružnosti byly vypočítány i teoretické únosnosti vzorků v tlaku. V tomto případě ale nemohl být použitý jednoduchý součet dílčích pevností.

V grafu na Obrázku 6 jsou pracovní diagramy obou standardních betonů (dle Model Code 2010) a UHPC (Coufal et al. 2022). Z grafů je zřejmé, že maximální hodnoty napětí jednotlivých materiálů nenastávají při stejném přetvoření, tudíž není možné provést prostý součet maximálních napětí v materiálech. Z tohoto důvodu byly provedeny výpočty, kde jsou počítána napětí na základě poměrného přetvoření dle pracovních diagramů na Obrázku 6.

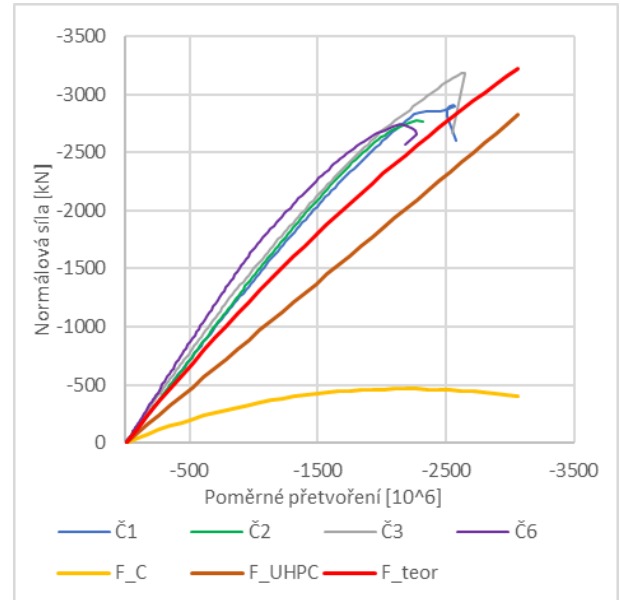
Na Obrázku 7 je výpočet síly ve čtvercovém vzorku na základě napětí a plochy jednotlivých částí (F_C je síla v běžném betonu, F_{UHPC} je síla v obetonávce UHPC a F_{teor} je celková teoretická síla ve vzorku). Zároveň jsou zde zobrazeny průběhy zkoušek jednotlivých čtvercových vzorků (bez výztuže) pro porovnání. Stejný výpočet byl proveden pro obdélníkové vzorky. Výsledek je na Obrázku 8.



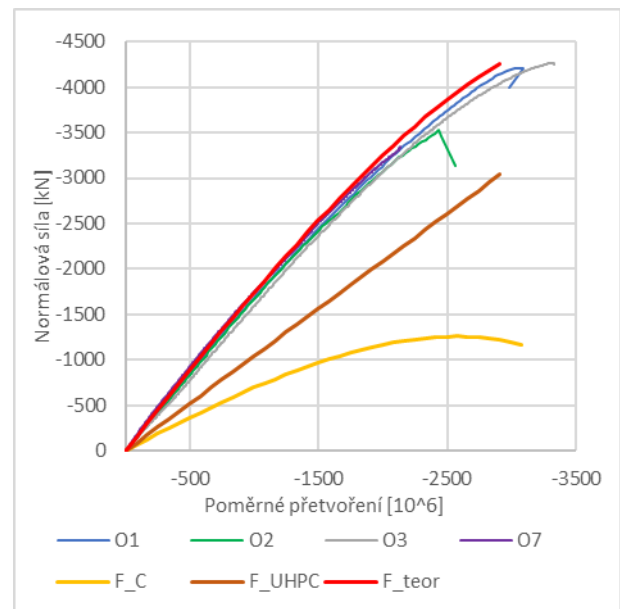
Obrázek 6: Pracovní diagramy použitých betonů a UHPC

Z výpočtu se ukázalo, že teoretická maximální únosnost čtvercových vzorků je 3226 kN. Z této únosnosti připadá 87.5 % UHPC a zbylých 12.5 % je původní beton. To znamená, že experimentálně zjištěná průměrná únosnost je o 10 % nižší, než vypočtená. Zároveň je z Obrázku 7 zřejmé, že maximální síly bylo dosaženo při menším přetvoření, než dle výpočtů.

U obdélníkových vzorků (Obrázek 8) je teoretická únosnost 4375 kN. Z této únosnosti připadá 27 % původnímu betonu a zbylých 73 % UHPC. Z experimentálních výsledků tedy vyplývá, že průměrná únosnost je o 11 % menší, než vypočtená. Porovnání u čtvercových a obdélníkových vzorků je tedy velmi podobné.



Obrázek 7: Porovnání výpočtu a experimentů – čtvercové vzorky



Obrázek 8: Porovnání výpočtu a experimentů – obdélníkové vzorky

2.3.3. Diskuse výsledků

Experimentální výsledky, ať už z hlediska modulů pružnosti či pevnosti, dosahovaly velmi podobných hodnot v porovnání s teoretickými výpočty.

Experimentálně zjištěné únosnosti byly průměrně o 10 % a 11 % nižší, než vypočtené hodnoty. Jedním z důvodů dosažení nižší únosnosti může být štíhlost vzorků. Experimenty pro zjištění válcové pevnosti v tlaku se dělají na vzorcích, jejichž poměr délky k půdorysnému rozměru je menší, než běžně byl použit u těchto experimentů. Vyšší štíhlost poté snižuje únosnost. Dalším faktorem je excentricita zatížení, resp. namáhání. I přes veškerou snahu pro snížení všech excentricit je prakticky nemožné tohoto dosáhnout. Na obrázku 5 vpravo je například zřejmé drčení betonu u spodní hrany, které je způsobeno právě nerovností v uložení. Navíc, při bližším zkoumání se ukázalo, že původní beton nebyl vždy úplně symetricky umístěn v UHPC. To je právě jeden z důvodů excentrického chování, který ve vzorky vyvozuje ohybový moment a snižuje celkovou únosnost v tlaku.

Z hlediska porušení (Obrázek 5) je zřejmý rozdíl ve způsobech porušení. V levé části obrázku je vyztužený vzorek s významnou vodorovnou trhlinou. Při bližším zkoumání se ukázalo, že právě v tomto místě je prut betonářské výztuže. K tomuto poškození došlo, jelikož kolem výztuže byla dutina a došlo k odlomení. Šlo o chybné vybetonování, nejedná se tedy o reprezentativní vzorek všech experimentů. Situace u vzorku bez výztuže (vpravo) je rozdílná. Zde je vidět poškození vzorku zejména typickými svislými a šikmými trhlinami. Tyto trhliny vznikly příčnými deformacemi v původním betonu, ale i UHPC. K porušení tedy došlo, jako obvykle u zkoušky v tlaku, dosažením tahové pevnosti v příčném směru. Dále je nutné si uvědomit, že díky výztužným vláknům v UHPC je pevnost v tahu tohoto materiálu vyšší. Nicméně, v tomto případě menší množství UHPC muselo zachytit i příčné tahy v původním betonu poté, co byla překročena pevnost v tahu v původním betonu.

Z hlediska tuhosti obdélníkových vzorků se výpočet modulu pružnosti poměrně dobře shodoval s výsledky experimentů. U čtvercových vzorků byl rozdíl významnější, kdy vypočtená tuhost byla nižší než experimentálně získaná. U těchto vzorků prozatím nebyl ověřen modul pružnosti původního betonu, tudíž byla uvažována normová hodnota. Dá se tedy předpokládat, že skutečná hodnota by byla o něco vyšší a výsledky by si také poměrně dobře odpovídaly. Při zpětném dopočítání vychází hodnota modulu pružnosti běžného betonu pro čtvercové vzorky cca 36 GPa.

3. ZÁVĚR

Experimenty bylo ověřeno, že zesílení tlačných prvků pomocí UHPC je jedním z možných způsobů zesílení. Únosnost prvků byla významně posílena a jednoduchými výpočty bylo ověřeno, že zkoušky poměrně odpovídaly předpokladům. Celková únosnost byla velmi blízká teoretickým hodnotám a porušení betonu odpovídalo tomu, že došlo k porušení UHPC jako ovinutí betonu.

Při reálném použití je však většinou nutné prověřit interakci normálové síly a ohybového momentu. I s ohledem na předešlé experimenty se dá předpokládat, že je při takové analýze možno vycházet z pracovních diagramů jednotlivých materiálů. Dalším aspektem je použití pro zesílené prvky. Obvykle totiž není možné plně odtížit nosné prvky a je tedy nutné pracovat se stávajícím napětím a přetvořením v materiálu.

Co se týče použití betonářské výztuže v obetonávce, ukázalo se, že v realizovaných experimentech bylo kolem výztuže málo prostoru. Důvodem byl malý rozměr vzorků. Ten byl nutný s ohledem na kapacity zkušebních zařízení. Jelikož v UHPC je poměrně malé kamenivo, rozhodující pro minimální prostor budou výztužná vlákna. Je tedy doporučeno, aby byl okolo výztuže prostor vždy minimálně 1.5 délky vlákna.

Z hlediska tlačných prvků je také důležitý vliv dotvarování. V rámci projektu byl sledován i tento jev, kdy byla měřena deformace dlouhodobě zatížených prvků. Vyhodnocení tohoto sledování bude předmětem dalších článků.

PODĚKOVÁNÍ

Experimenty a vyhodnocení byly provedeny za podpory Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci projektu ev. č. FV20472 „Aplikace vysokohodnotných cementových kompozitů na rekonstrukce betonových staveb. Zkušební vzorky byly vyrobeny za spolupráce společností Metrostav a.s. a TBG Metrostav s.r.o. Experimenty byly provedeny v Kloknerově ústavu ČVUT.

Reference

- Vítek, J.L. et al., 2020. Zesilování betonových konstrukcí pomocí UHPC – Experimentální ověřování. In *Sborník 27. Betonářské dny (2020)*. Praha, pp. 231-239.
- Vítek, J. et al., 2022. Zesilování betonových konstrukcí pomocí UHPC. In *28. Betonářské dny (2022)*. Praha, pp. 159-166.
- Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. (2011), *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Praha.
- FIB Fédération Internationale du Béton. (2013), *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn.
- Coufal, R., Kalný, M., Kolísko, J. & Vítek, J. (2022), *Technická pravidla ČBS 07: Ultravysokohodnotný beton (UHPC)*

EXPERIMENTAL STUDY OF AIRBORNE SOUND INSULATION OF REINFORCED RECYCLED AGGREGATE CONCRETE WALLS

Zdeněk Hlavsa, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
zdenek.hlavsa@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Vzduchová neprůzvučnost je jednou z hlavních posuzovaných vlastností u dělicích konstrukcí bytových staveb. Beton s recyklovaným kamenivem je stále více využíván i pro tento typ konstrukcí a proto je nutné vedle základních mechanických vlastností betonu ověřit i akustické parametry výsledné betonové konstrukce. Článek předkládá výsledky experimentálního měření vzduchové neprůzvučnosti železobetonových stěn tloušťky 200 mm s využitím recyklovaného kameniva v betonu a výsledky jsou porovnány s požadavky normy ČSN 73 0532 na vzduchovou neprůzvučnost konstrukce mezi obytnými místnostmi sousedních bytů. Dále jsou změřeny akustické parametry (dynamický modul pružnosti a ztrátový činitel) využívané pro modelové výpočty vzduchové neprůzvučnosti, které jsou porovnány s tabulkovými hodnotami z literatury. Současně byly ověřeny základní mechanické vlastnosti všech betonových směsí.

KLÍČOVÁ SLOVA

beton • recyklované kamenivo • stavební a demoliční odpad • akustická neprůzvučnost • ztrátový činitel

ABSTRACT

Airborne sound insulation is one of the main assessed properties of partition structures in residential buildings. Recently, recycled aggregate concrete has been used more frequently for these types of structures, and therefore, it is necessary to check the acoustic parameters of these structures in conjunction with the mechanical properties of concrete. The article describes experimental results of airborne sound insulation of the 200 mm thick reinforced recycled aggregate concrete walls, which are compared with the requirements of ČSN 73 0532 standard for the partition structures of two units of a residential building. Additionally, the acoustic parameters (dynamic modulus and loss factor), which are used for the calculation of the sound reduction index, are compared with the values stated in the literature. Furthermore, the basic mechanical properties of all concrete mixtures are tested and compared with previous work.

KEYWORDS

concrete • recycled aggregate • construction and demolition waste • sound reduction index • loss factor

1. INTRODUCTION

Rapid development in the field of recycled aggregate concrete (RAC) is associated with its implementation in new structures. Currently, RAC is mostly used for non-load bearing structures e.g. base concrete, infill structures, or prefabricated elements made of plain concrete used for gravity retaining walls. One of the main obstacles to the use of RAC is the restrictive policies of current standards for the production of concrete and the design of concrete structures, which implies lower credibility in the eyes of investors and designers who are reluctant to use this material in new structures.

The mechanical properties and durability of RAC are the main research topic in most scientific papers in recent time, and, for example, the effect of recycled aggregate (RA) on the strength of concrete is already a very well-known phenomenon. Less emphasis is placed on the serviceability properties of the material, such as sound insulation, which can be even more important under certain conditions than the main mechanical properties of concrete. Airborne sound insulation is one of the most important properties of structures in residential buildings. Insufficient airborne sound insulation between two apartment units in a residential building is often the reason for complaints and disputes between the owners and the developer. The structural system of most of the new residential buildings that are being built is a combination of a reinforced concrete core structure with additional masonry walls, where the concrete walls serve as non-bearing partition walls be-

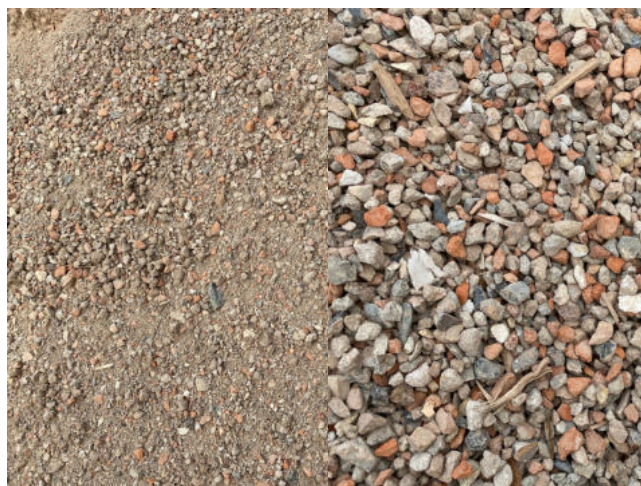


Figure 1: *RMFA* (left); *RMCA* (right).

* Supervisor: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc.

tween individual apartment units and to stiffen the entire structure. The airborne sound insulation of these concrete walls is an important property that should be assessed to meet the requirements of current standards and future inhabitants of the building.

To assess the suitability of RAC for the partition walls of residential buildings according to the requirements of the ČSN 73 0532 standard, a practical experiment was carried out. Laboratory measurements of airborne sound insulation were performed in conjunction with basic mechanical properties and additional acoustic parameters.

2. EXPERIMENTAL PROGRAMME

2.1. General overview

The main objective of this study is to investigate the influence of RA on the acoustic properties of structural concrete. For this purpose, the measurement of airborne sound insulation of reinforced concrete walls made of different concrete mixtures was carried out under laboratory conditions. In addition to obtaining these results, an assessment of the suitability of this material can be made for partition wall structures between two rooms of different apartment units in residential buildings.

For the experiment, three reinforced concrete walls with dimensions of 3.57 m x 0.2 m x 3.73 m were manufactured. The walls were reinforced with 10 mm rebars with 100 mm spacing in

both directions on each surface. The concrete parameters were specified according to CSN EN 206+A2 and CSN P 73 2404 as follows: strength class C 25/30, exposure class XC2, workability S4 and maximum aggregate grain size 22 mm. It should be noted that concrete mixtures of this specification made with RA cannot be produced according to the standards mentioned above.

2.2. Materials

Aggregates

In this experiment, four different kinds of aggregate were used, including natural aggregate (NA): coarse (NCA) and fine (NFA); and two types of recycled mixed aggregate (RMA): coarse (RMCA) and fine (RMFA). The river stone and sand, used as NA, were provided by a local quarry near Prague, Czechia. RMAs were manufactured from construction and demolition waste (C&DW), which was produced after the demolition of an old bakery complex in Prague. RA manufacturing was carried out on the demolition site and delivered directly to the concrete plant where the specimens were produced for the experiment. Following this production scheme, the cost and environmental impact of RAC production were significantly reduced. However, the conditions at the demolition site influenced the quality of the RMA since there was a higher chance of contamination with impurities during the manufacturing process. Figure 1 shows the pictures of the RMAs used in the experiment. The pictures indicate slight contamination of the RMCA by wooden splinters, which could influence the sound insulation properties of the concrete structure. All types of aggregates were subjected to elementary property tests according to valid standards, and the results are presented in Table 1. The graphs in Figure 3 show the particle size distribution of the aggregates. Both RMCA and RMFA have higher water absorption and higher fine-particle content. This observation had to be taken into account in the mixture design process. Additionally, the lower apparent density of RA influences the density of hardened concrete and thus the airborne sound insulation of the final structure.



(a) *Concreting of reinforced concrete wall specimens.*



(b) *Curing of wall specimens under the plastic foil.*



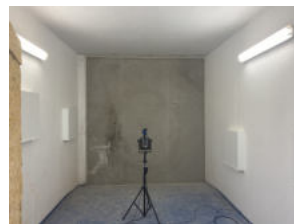
(c) *Loading and transportation of wall specimens.*



(d) *Manipulation with wall specimens in the laboratory.*



(e) *Wall specimens placed between the testing rooms.*



(f) *Inside the sound receiving testing room.*

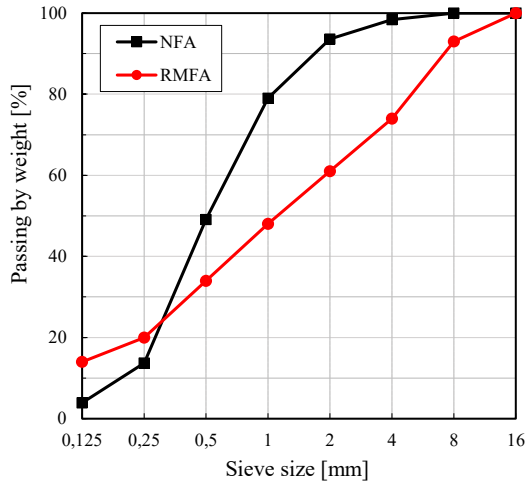
Figure 2: *The process of manufacturing prefabricated reinforced concrete walls and the testing of airborne sound insulation under laboratory conditions.*

Table 1: *Properties of aggregates used in the experiment.*

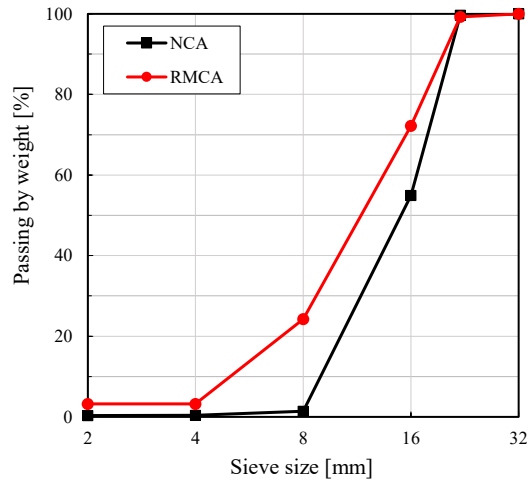
Aggregate type	Apparent density (kg m ⁻³)	Water absorption (%)	Moisture content (%)	Fine particles (%)
NCA	2640	0.4	0.6	0.3
RMCA	2450	6.3	4.5	1.2
NFA	2610	1.2	3.8	0.9
RMFA	2380	11.7	9.8	9.2

Other materials

Portland slag cement CEM II/B-S 32,5 R (cement plant Radotín, Czechia) according to ČSN EN 197-1 ed. 2 was used as a binder. This type of cement is the most commonly used in Czechia for the construction of urban structures. A portion of the cement was substituted by adding fly ash (coal power plant Mělník, Czechia) according to ČSN EN 450-1. A modified polycarboxylate-based superplasticizer that meets the requirements of ČSN EN 934-2+A1, was used to improve the workability of all concrete mixtures.



(a) Particle size distribution of fine aggregates.



(b) Particle size distribution of coarse aggregates.

Figure 3: Particle size distribution of the aggregates used in the experiment.

2.3. Mix proportions

Three concrete mixtures with different aggregate combinations were designed for this experiment. The reference mixture, NAC, contains only NA and its composition corresponds to the concrete delivered to most construction sites for this concrete specification. The second mixture, RAC-50, contains NFA and RMCA, which is roughly 50 % RMA content. The third mixture, RAC-100, contains RMFA and RMCA, and therefore the NA is completely replaced with RMA. To mitigate the effect of RMA on the strength of the concrete, a higher amount of cement with a higher content of RMA was used in the mixture. The portion of fly ash was reduced with increasing cement content. Due to the higher water absorption of RMA, mixing water was added during the mixing process to achieve the specified workability. Furthermore, a higher dose of superplasticizer was used to mitigate the higher content of fine particles in RMA.

2.4. Specimen preparation

Concrete specimens in this study were poured at the ready-mix concrete plant in Prague. After casting, the specimens for test of hardened concrete were placed in an indoor environment with stable conditions to harden. Subsequently, after 24 hours, all specimens for the hardened concrete tests were transported to the laboratory to cure in a controlled environment (temperature 20 ± 2 °C and relative humidity ≥ 95 %).

All three prefabricated concrete walls were manufactured outdoors on the same day to mitigate any adverse influence of weather conditions or fluctuation of material properties. After the concrete had set, the prefabricated walls were covered with plastic foil to minimise the evaporation of water from their surface. The prefabricated walls were left to cure for 56 days until the day of testing.

2.5. Testing methods

Properties of fresh and hardened concrete

The workability of fresh concrete was tested following the slump test procedure according to ČSN EN 12350-2 immediately after mixing the concrete. The density of fresh concrete was determined

by weighing a specimen with a known volume. The temperature was measured with a contact thermometer.

The compressive strength of concrete was tested on cubes with an edge length of 150 mm at the specimen age of 2, 7 and 28 days. The depth of penetration of water under pressure was tested on cubes with an edge length of 150 mm. The flexural strength of concrete was tested on beams with dimensions of 100x100x400 mm. The bulk density of each specimen was determined prior to the test. All the above tests were conducted according to the testing procedures described in ČSN EN 12390 standards. Additionally, the static modulus of concrete was tested on cylinders (150x300 mm) according to ČSN ISO 1920-10. Except for the cubic strength of concrete, all tests were conducted after 28 days of curing of the specimen.

Sound reduction index

The sound reduction index was measured according to ČSN EN ISO 10140-2 and ČSN EN ISO 10140-4. Measurements were carried out on three prefabricated reinforced concrete walls described in the previous section, where each wall was made of a different concrete mixture (NAC, RAC-50 and RAC-100). The tests were carried out in the accredited laboratory TZÚS Teplice. During the test, specimens were placed between the source room and the receiving room. In the source room, a diffuse sound field was created and the average level of acoustic pressure is measured in both rooms in the range of 1/3 octave middle frequencies between 100 and 5000 Hz. The transmission of sound through external pathways was eliminated during the test, and the measured value represents the sound reduction index of the tested specimen. To determine the sound reduction index from the measurement, the following equation was used:

$$R = L_1 - L_2 + 10 \cdot \log \frac{S}{A} \quad (1)$$

where L_1 is the average level of sound pressure in the source room (dB), L_2 is the average level of sound pressure in the receiving room (dB), S is the surface of the tested specimen (m^2) and A is the equivalent absorbed area of the receiving room (m^2).

Table 2: Properties of fresh and hardened concrete.

Parameter	NAC	RAC-50	RAC-100	SI
Fresh concrete				
Slump test	140	210	220	mm
Bulk density	2320	2180	2080	kg m^{-3}
Temperature	22,3	21,5	22,1	$^{\circ}\text{C}$
Hardened concrete				
Bulk density	2330	2210	2100	kg m^{-3}
Depth of water penetration	19	14	17	mm
Flexural strength	5,5	5,4	5,4	MPa
Cylinder strength	38,5	40,0	33,5	MPa
Modulus of elasticity	31,1	25,5	18,9	MPa

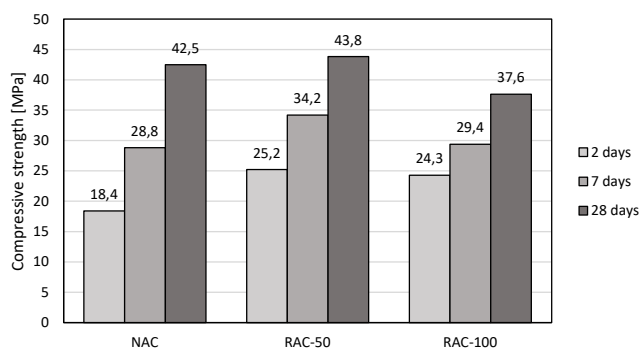


Figure 4: The cubic strength of concrete of all concrete mixtures at the age of 2, 7 and 28 days.

Loss factor

Additionally to the sound reduction index, the loss factor of concrete used for the calculation of the sound reduction index was determined following the resonance method procedure in the methodical handbook P 04 0013 - VÚPS 22/548/79 developed by ITC a.s. The test method also determines the dynamic modulus of elasticity and the propagation of longitudinal waves through the material. The tests were carried out on specimens with dimensions of 100x50x150 mm. The specimens did not contain reinforcement due to their small thickness. This could influence the final result, and the values could differ with the prefabricated wall specimens.

3. RESULTS AND DISCUSSION

The results of fresh and hardened concrete are listed in Table 2. The results of the compressive strength of concretes are shown in Figure 4. The specified strength class C 25/30 was achieved with all three concrete mixtures. The RAC-100 concrete mixture had the lowest compressive strength, about 5 MPa less than the reference mixture of NAC. The bulk density of the two RMAC concrete mixtures was lower by 5 % to 10 %. An even more significant decrease was observed in the modulus of elasticity, where RAC-50 was lower for about 18 % and RAC-100 was lower up to 39 %. The lower values of the bulk density and the modulus of elasticity correspond to the previous results. The impact of RMA on the tensile strength of concretes was negligible. The depth of penetration of water under pressure was similar to that of the NAC, with even slight improvement.

Table 3: The results of sound reduction index measurements on reinforced concrete wall specimens.

Parameter	NAC	RAC-50	RAC-100	SI
Weighted sound reduction index R_w	58	55	55	dB
Spectrum adaptation term C	-3.4	-2.1	-1.9	dB
Spectrum adaptation term C_{tr}	-7.9	-7.2	-6.4	dB

Table 4: The results of acoustic material constant measurement.

Parameter	NAC	RAC-50	RAC-100	SI
Bulk density	2391	2165	2109	kg m^{-3}
Dynamic modulus	12.1	11.1	9.0	GPa
Longitudinal wave propagation	2246	2274	2038	m s^{-1}
Loss factor	0.021	0.023	0.023	-

The results of the sound reduction index are plotted in Figure 5. The values of the weighted sound reduction R_w and the spectrum adaptation terms C and C_{tr} are listed in Table 3. The measured curves show that the biggest difference between the NA mixture and the RMA mixture is around the range of 100 Hz and 250 Hz where the sound reduction index of NAC is higher by 15 dB and 10 dB respectively. The rest of the frequency range shows similar values. The weighted sound reduction index of the mixtures RAC-50 and RAC-100, determined by the shifted curves of the reference values according to ČSN EN ISO 171-1, is therefore 3 dB lower than that of NAC. Although airborne sound insulation is mainly governed by the bulk density of the material, the 110 kg m^{-3} difference between RAC-50 and RAC-100 has not induced a further decrease in the sound reduction index of the RAC-100 mixture.

To determine the apparent sound reduction index R'_w of a structure, a correction k_1 that accounts for the transfer of sound through external pathways must be extracted from the weighted sound reduction index. The ČSN 73 0532 standard sets this correction value for monolithic concrete with surrounding structures made of heavy material (e.g. concrete or bricks) at 2. The limit of the standard for partition walls between two living rooms of different units is 53 dB. Therefore, the three tested structures would meet the standard requirements. It should also be noted that the tested reinforced concrete walls did not include any additional layers, e.g. plaster. Therefore, a slight improvement in airborne sound insulation could be expected after applying these additional layers in the real structure.

The results of dynamic modulus, propagation of longitudinal waves and loss factor are listed in Table 4. The dynamic modulus of RAC-50 and RAC-100 decreased by approximately 8 % and 28 % respectively, compared with that of the reference mixture NAC. The influence of RMA on the dynamic modulus is less than that of the static modulus. The propagation of longitudinal waves differed only with the RAC-100 mixture, which is about 200 m s^{-1} lower than that of other mixtures. The loss factor increased with the content of RMA in the mixture to 9 %.

The more important comparison of the values obtained is with the values from in the literature. Two sources commonly used for the sound reduction index calculation are the ČSN EN ISO 12354-1 standard and either ČVUT or VUT scriptum. The recommended values of these documents are listed in Table 5. The measured

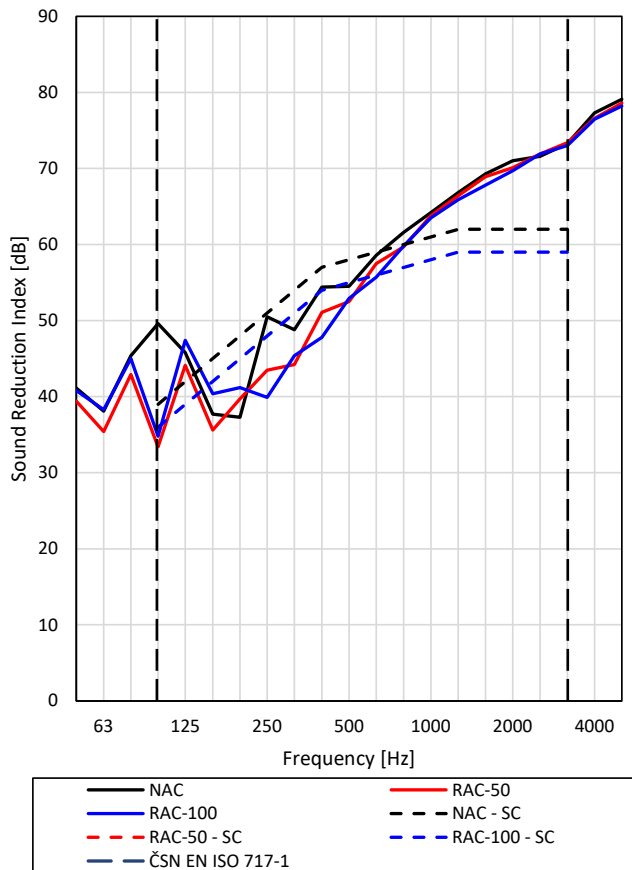


Figure 5: The results of airborne sound insulation measurement according to ČSN EN ISO 10140-2 with the curve of shifted reference values according to ČSN EN ISO 717-1.

longitudinal wave propagation is about a third lower than recommended in the literature. The loss factor is about four times higher than the values recommended in the literature, and even in the case of the mixture with NA. The discrepancy between the measured values and the values in the literature, which were published for the first time in 1998, could be caused by several factors. First, the method used for the measurement in this experiment could be different from the method used to determine the values stated in the literature. Second, concrete technology has developed since the values were published, and therefore a more thorough revision could be considered. Finally, the results could be influenced by the measurement procedure, where a perfect insertion into the testing jig is needed to get the results. The insertion is influenced by the flatness of the specimen, which is, in the case of concrete specimens with RA, not so easy to achieve. The tests should then be repeated and the results confirmed.

4. CONCLUSIONS

The article presents the results of an experimental assessment of the sound reduction index of reinforced concrete walls made of concrete with a content of 0, 50 and 100 % recycled mixed aggregate which was recovered from construction and demolition waste. In addition to the sound reduction index, the properties of fresh and hardened concrete were determined along with the acoustic parameters of the concrete following the guidelines of valid standards.

Table 5: The values of longitudinal wave propagation and loss factor stated in the literature.

Parameter	ČSN EN ISO 12354-1	Scriptum ČVUT and VUT	SI
Bulk density	2200	2300 - 2500	kg m^{-3}
Longitudinal wave propagation	3800	3162 - 3286	ms^{-1}
Loss factor	0,005	0,005	-

Although the recycled mixed aggregate was contaminated with a high content of fine particles and impurities in the form of wooden splinters, the final parameters of the concrete and the measurement of the sound reduction index showed that this material is suitable for the structures of partition walls in residential buildings and will meet the requirements of ČSN 73 0532. The sound reduction index of 200 mm thick reinforced concrete walls made of recycled mixed aggregate is lower by 3 dB than that made of natural aggregate.

In addition, the acoustic parameters of all concrete mixtures were determined. The results of longitudinal wave propagation and loss factor did not correspond to the widely used values in the literature. The longitudinal wave propagation was underestimated compared to the literature and the loss factor was overvalued compared to the literature. The tests should be repeated in the future to confirm the presented results.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant No. SGS22/032/OHK1/IT/11.

References

- Hlavsa, Z., Coufal, R. & Vitek, J. L. (2022), 'Použití recyklovaného kameniva do betonu', *Beton: technologie, konstrukce, sanace*.
- Kaňka, J. (2007), *Stavební fyzika 1: akustika budov*, vyd. 1 edn, Nakladatelství ČVUT, Praha. ISBN: 978-80-01-03664-8.
- Kaňka, J. & Nováček, J. (2015), *Stavební fyzika 3. Akustika pozemních staveb*, 1. vyd edn, České vysoké učení technické, V Praze. ISBN: 978-80-01-05674-5.
- Vaverka, J. (1998), *Stavební fyzika I. Urbanistická, stavební a prostorová akustika*, vyd. 1 edn, VUTIUM, Brno. ISBN: 978-80-214-1283-5.
- ČSN 73 0532: *Akustika - Ochrana proti hluku v budovách a posuzování akustických vlastností stavebních konstrukcí a výrobků - Požadavky* (2020).
- ČSN EN 206+A2: *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* (2021).
- ČSN EN ISO 10140-2: *Akustika - Laboratorní měření zvukové izolace stavebních konstrukcí - Část 2: Měření vzduchové neprůzvučnosti* (2022).
- ČSN EN ISO 12354-1 *Stavební akustika - Výpočet akustických vlastností budov z vlastností stavebních prvků - Část 1: Vzduchová neprůzvučnost mezi místnostmi* (2018).
- ČSN EN ISO 717-1: *Akustika - Hodnocení zvukové izolace stavebních konstrukcí a v budovách - Část 1: Vzduchová neprůzvučnost* (2021).
- ČSN P 73 2404: *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda - Doplnující informace* (2021).

PÓROVÝ TLAK A ODŠTĚPOVÁNÍ BETONU VYSTAVENÉHO VYSOKÝM TEPLITÁM: OD HISTORIE DO SOUČASNOSTI

Roman Chylik, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
roman.chylik@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Následující příspěvek se zabývá odštěpováním betonu a pórovému tlaku v betonu vystaveného vysokým teplotám. Shrnuje historii v oblasti výzkumu odštěpování a stručně představuje existující, do současnosti popsané teorie, jako například teorii teplotního napětí, teorii tlaku vodní páry a výskytu vlhkostní ucpávky, teorii hydraulického tlaku, teorii náhlé expanze vodní páry (The Boiling Liquid Vapour Explosion) a teorii odštěpování při ochlazení. Dále jsou v příspěvku detailně popsány jednotlivé faktory, které odštěpování, respektive pórový tlak ovlivňují. Mezi v příspěvku diskutované faktory patří zejména vliv vlhkosti, rychlost a druh zahřívání a vliv výskytu a obsahu PP vláken. V poslední části příspěvku jsou detailně popsány existující metody měření pórového tlaku a historický vývoj vývoje těchto metod.

KLÍČOVÁ SLOVA

Pórový tlak • Měření • Vysoké teploty • Odštěpování • Beton • Požár

ABSTRACT

The following post deals with spalling of concrete and pore pressure in concrete exposed to high temperatures. It summarizes the history of spalling research and briefly introduces the existing theories described to date, such as the thermal stress theory, the steam pressure theory and the occurrence of moisture clog, the hydraulic pressure theory, the theory of the sudden expansion of water vapor (The Boiling Liquid Vapor Explosion), and the spalling theory during cooling. Furthermore, the article describes in detail the individual factors that influence spalling and pore pressure. Among the factors discussed in the paper are mainly the influence of humidity, the rate and type of heating and the influence of the occurrence and content of PP fibers. In the last part of the article, the existing methods of measuring pore pressure and the historical development of the development of these methods are described in detail.

KEYWORDS

Pore pressure • Measurement • High temperatures • Spalling • Concrete • Fire

1. ÚVOD

“Thus there are not two concrete pieces that are alike and there is not a single concrete piece that is the same all through. Even if two pieces are identical from the beginning, there are so many factors influencing their condition that they will not be identical in the end”
Helsing Atlasi (1993)

“...in some tests 10 specimens were tested with 5 spalling and 5 non-spalling.”
fib (2007)

“For specimens from the same batch, and under identical conditions, some could spall while others do not.”
Majorana et al. (2009)

I těmito vybranými citáty lze vyjádřit, jak je beton nevyzpytatelný materiál, a to jak za běžných podmínek, tak při podmínkách extrémních. Za jednu z nejextrémnějších podmínek lze zcela jistě považovat účinek požáru, na který je tento příspěvek zaměřen. V příspěvku je stručně popsáno odštěpování betonu vystaveného vysokým teplotám. Důraz je kladen na teorie výskytu odštěpování a faktory, které o případném odštěpování rozhodují. Dále je v článku prezentována obsáhlá srovnávací studie, která dokonale vystihuje platnost a poselství úvodních citátů.

2. TEORIE ODŠTĚPOVÁNÍ BETONU:

Do současnosti bylo popsáno několik modelů, zabývajících se odštěpováním betonu vystaveného vysokým teplotám, avšak názory odborníků na hlavní příčiny odštěpování betonu se stále rozcházejí. Je obecně známo, že odštěpování betonu je způsobeno kombinací několika faktorů (Malhotra 1984):

Tabulka 1: *Faktory způsobující odštěpování betonu - převzato z (Malhorta 1984) a editováno*

1) Vlhkost	1a) Tlak vodní páry
	1b) Zformování vlhkostní ucpávky
2) Napětí	2a) Počáteční stlačení

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

	2b) Počáteční stlačení + teplotní napětí
	2c) Počáteční stlačení + teplotní napětí + napětí způsobené třecím odporem
3) Vznik trhlin	3a) Roztažnost kameniva
	3b) Vnitřní trhliny v materiálu
	3c) Roztažnost výztuže
4) Změna mechanických vlastností betonu	4a) Snížení pevnosti betonu v tahu vlivem zvýšené teploty

Na základě výše zmíněných jevů byly definovány základní teorie odštěpování betonu:

2.1. Teorie teplotního napětí:

Dle Bažanta (Bažant 2005) může být napětí od nerovnoměrného rozložení teploty v prvku příčina vzniku křehkého porušení a delaminace jednotlivých vrstev betonu. Toto porušení je kombinace dvouosé napjatosti od tlakového napětí a napětí od teplotního namáhání, které je rovnoběžné se zahříváním povrchem. Bažant (Bažant 2005) dále připisuje pórovému tlaku sekundární roli při případném odštěpování, avšak roli hlavní připisuje napětí od teplotního namáhání. Sekundární role pórového tlaku při odštěpování je připsána na základě teorie, která tvrdí, že ihned po vzniku případných trhlin od pórového tlaku dochází k rapidnímu poklesu pórového tlaku vlivem expanze vodní páry do nově se zformované mikrotrhliny. Pórový tlak tak může být iniciátor odštěpování, avšak po vzniku prvotních mikrotrhlin se řídicí role ujímá napětí od nerovnoměrné teploty.

Je obecně známo, že k odštěpování jsou náchylnější vysokopevnostní betony v porovnání s betony běžných pevnostních tříd. Toto lze připisovat schopnosti betonu vyšších pevnostních tříd zachytit větší přetvoření a zachytit více deformační energie, avšak tato skutečnost je spíše důkaz, že za odštěpování je zodpovědná teorie tlaku vodní páry.

2.2. Teorie tlaku vodní páry a výskyt vlhkostní ucpávky:

Teorie tlaku vodní páry je nejstarší z popsaných teorií zodpovědných za výskyt odštěpování. Prvotní pozorování o migraci vody a výskytu vodní páry v betonu vystaveného vysokým teplotám provedl Miller (Miller 1905), který popsal, že expanze vody v betonu může být zodpovědná za odštěpování povrchových vrstev. Následně Shorter a Harmathy (Shorter a Harmathy 1961) popsali model vlhkostní ucpávky, který následně revidoval Harmathy (Harmathy 1965). Model vlhkostní ucpávky lze zjednodušeně popsat jako cyklický proces procesů: 1) nárůst teploty, 2) změna stavu vody z pevného do plynného stavu, 3) transport vodní páry ve směru teplotního gradientu (ve směru k zahřívajícímu povrchu i do chladnějších částí konstrukce), 4) kondenzace vodní páry v oblasti s nižší teplotou. Tento jev je cyklicky opakován až do chvíle, kdy jsou chladnější části konstrukce plně saturovány. Tato plně saturovaná vrstva je nazývána vlhkostní ucpávka (v originále „moisture clog“). Před vznikem vlhkostní ucpávky je transport vodní

páry limitován pouze přirozenou permeabilitou betonu, avšak poté, co je vlhkostní ucpávka zformována, je transport vodní páry skrze tuto ucpávku znemožněn, což má za důsledek rapidní nárůst pórového tlaku. Ve chvíli, kdy pórový tlak přesáhne tahovou pevnost betonu, která je snížena zvýšenou teplotou, nastane odštěpování betonu.

2.3. Teorie hydraulického tlaku:

Teorie hydraulického tlaku je založena na předpokladu částečně či plně saturovaných, uzavřených pórů, ve kterých během zahřívání dochází k nárůstu objemu vody. Plná saturace může být způsobena buďto přirozeně nebo migrací vodní páry při působení vysokých teplot. Změna objemu vody způsobuje hydraulický tlak na stěny uzavřených pórů, který dle Khoylou (1997) a Breunese a Fellinger (2004) je pravděpodobně hlavní příčinou výskytu odštěpování betonu. Fellinger a Breunese (2005) stanovili křivku změny tlaku v závislosti na teplotě. Bylo definována změna tlaku v rozmezí 0,2 – 1,6 MPa/°C v rozmezí od 10°C do 374°C, tedy do kritické teploty pro vodu a vodní páru. Maximální přírůstek tlaku byl pak Fellingerem a Breunese 1,6 MPa/°C byl stanoven při teplotě 150°C. Pokles přírůstu tlaku po teplotě 150°C je připisován nevyhnutelné toku vodní páry skrze vzorek/materiál. Ghabezlo a kol. (2009) rovněž stanovil přírůstek hydrostatického tlaku v plně saturované cementové pastě jako 0,6MPa/°C při teplotě 20°C, což je ve shodě s výše uvedeným intervalem. Důkaz, že hydrostatický tlak má významný vliv při výskytu odštěpování je dle Fellinger a Breunese (2005) zejména významně vyšší teplotní roztažnost vody (70*10⁻⁶ K⁻¹) ve srovnání s okolním betonem (10*10⁻⁶ K⁻¹).

2.4. Teorie náhlé expanze vodní páry:

Teorie náhlé expanze vodní páry, známá též pod zkratkou BLEVE (The Boiling Liquid Expanding Vapour Explosion) popsaná v (Ichikawa 2000) navazuje na teorii Petrov-Denisov a kol. (1972), kteří popsali teorii zahrnující rychlou expanzi vysoce zahřáté vody na vodní páru při změně objemu. Petrov-Denisov a kol. (1972) dále poznamenali, že prvotní impuls pro výskyt odštěpování je rozdíl tlaků mezi dvěma blízkými póry (zejména mezi uzavřenými póry obsahující kapalinu na vysokou teplotu a otevřenými póry s menším pórovým tlakem), který způsobí kolaps stěny mezi těmito póry. Ichikawa (Ichikawa 2000) tvrdí, že pokud se v cementové matici vyskytuje uzavřený pór obsahující vodu, je tato voda při vystavení požáru zahřáta vysoce nad teploty 100°C, avšak vlivem zvýšeného tlaku v pórové systému zůstává v kapalném stavu (jedná se o Isochorický děj: V = konstantní). Pokud dojde ke změně objemu, například vlivem výskytu mikrotrhliny, dochází k prudké a okamžité expanzi vodní páry, jelikož voda zahřátá na vysoké teploty instantně mění svůj stav z kapalného na plynný. Tento jev je doprovázen uvolněním značného množství energie, který může být iniciátor odštěpování. BLEVE teorie je v současnosti považována za relevantní teorii zejména pro vysokopevnostní betony.

2.5. Odštěpování při ochlazování:

Post-cooling spalling nemůže být přisuzován pórovému tlaku ani napětí od teplotního namáhání, jelikož nastává po vystavení konstrukce/materiálu vysokým teplotám, během chlazení nebo po zchlazení. Detailně je odštěpování po ochlazování popsáno v publikaci (Ghoury 2008). Důvodem pro odštěpování je vystavení konstrukce vlhkosti, která způsobí rehydrataci oxidu vápenatého za současného zvětšení objemu o 44% (Annerel 2009), což může zapříčinit výskyt odštěpování. Aby mohlo odštěpování po ochlazování nastat, měla by být konstrukce vystavena dostatečně vysoké teplotě pro rozklad uhličitanu vápenatého. Charakter případného odštěpování může být jak progresivní (vysokorychlostní), tak pomalé odštěpování, v závislosti na množství vlhkosti, které je konstrukce vystavena.

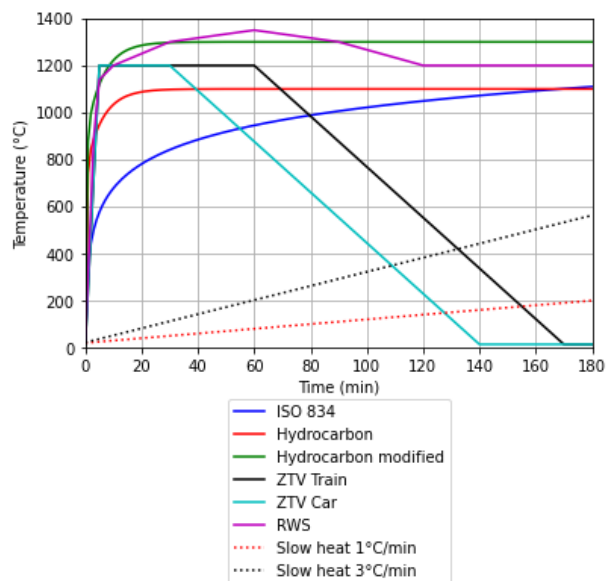
2.6. Shrnutí:

Veškeré teorie výše zmíněné mají silné a slabé stránky. Například Ichikawa (2000) zastává názor, že napětí vyvolané teplotním zatížením nemá zásadní vliv na výskyt odštěpování, jelikož různé betony mají značně rozdílnou náchylnost k odštěpování (NSC, FC, HPC, UHPC), zatímco vykazují srovnatelné mechanické vlastnosti a tepelnou vodivost. Toto tvrzení podporuje pozitivní vliv PP vláken, které prokazatelně redukuje výskyt odštěpování, ale zanedbatelně ovlivní fyzikální a mechanické vlastnosti. Ichikawa (2000) tedy tvrdí, že za výskyt odštěpování je primárně zodpovědný výskyt pórového tlaku. Proti tomuto tvrzení je však názor publikovaný v Bažant (2005) který tvrdí, že přirozeně vznikající mikrotrhliny značně zvyšují expanzní prostor pro vodní páru a pórový tlak je zanedbatelný. Bažantovo tvrzení však platí pro případy, kdy není dosaženo vyšší saturace. Pro případy, že je vzorek plně saturován, je nutné brát do úvah BLEVE teorii.

3. FAKTORY OVLIVŇUJÍCÍ ODŠTĚPOVÁNÍ A PÓROVÝ TLAK

3.1. Rychlost zahřívání:

Do současnosti bylo provedeno několik studií, které potvrzují, že rychlost zahřívání má pro výskyt odštěpování podstatný vliv, zejména v kombinaci s mechanickými vlastnostmi betonu. Obecně lze rychlost ohřevu rozdělit na zahřívání dle předepsaného požárního scénáře (dle předepsaných požárních křivek) a na zahřívání pomalým přírůstkem teploty. Zatímco nejčastěji používané nominální požární (Obr.) předepisují teploty, které během prvních několika málo minut dosahují stovek °C, pomalé zahřívání je definováno přírůstkem teplot nejčastěji v rozmezí 1-3°C/min (max 10°C/min).



Obrázek 1: Nejčastěji využívané teplotní křivky.

Například v Hertz (Hertz 1984) je zmíněno, že vyšší rychlost zahřívání vykazuje vyšší pravděpodobnost výskytu odštěpování. Zároveň je ale publikováno, že betony vyšších pevnostních tříd, které mají hutnou cementovou matici zpravidla obsahující křemičité úlety, vykazovaly odštěpování i při pomalém zahřívání nehlédě na použití PP vláken. Tento efekt potvrdil Phan (Phan 2001), který popsal, že při pomalém zahřívání 5°C/min nenastalo odštěpování pro beton tlakové pevnosti do 70MPa, včetně vzorků, které neobsahovala PP vlákna. Dále prezentoval, že betony o tlakové pevnosti 100MPa vykazovaly vysokou míru odštěpování, zejména výbušného odštěpování nikoliv povrchového. Vliv rychlosti zahřívání na výskyt odštěpování, respektive na zformování vlhkostní ucpávky je publikován v (Gyeongcheol 2018). Celkem 4 skupiny vzorků o pevnostech zhruba 30, 70, 110 a 170 MPa byly vystaveny pomalému zahřívání 1°C/min a rychlému zahřívání dle ISO-834. Pro HSC (110 a 170 MPa) nastalo odštěpování pro obě zvolené rychlosti zahřívání. Beton o pevnosti 70 MPa odštěpil pouze v případě rychlého zahřívání a beton 30 MPa nevykazoval odštěpování ani pro jednu zahřívací rychlost. Rozdíly lze sledovat i v charakteru odštěpování. Zatímco vysoká rychlost ohřevu vedla k zformování vlhkostní ucpávky a povrchovému odštěpování, pomalé teplotní zatížení způsobilo výbušné odštěpování na základě BLEVE teorie. Je však nutné podotknout, že na charakter odštěpování má rovněž vliv i tvar zkušebního tělesa a s tím spojený způsob ohřevu.

Vliv rychlosti zahřívání má dopad i na charakter odštěpování a běžný čas jeho výskytu. Zatímco pomalé zahřívání způsobuje odštěpování betonu o větší šířce a větším objemu, které zpravidla nastává v rozmezí 45-60 minut (v závislosti na pevnosti betonu), při zahřívání pomocí teplotních křivek (ISO 834 nebo uhlovodíková křivka) odštěpování nastává nejčastěji mezi 10 – 25 minutou. Anderberg (Anderberg 1997) uvedl, že odštěpování běžného betonu dosahuje hloubky 20-40 mm, zatímco tloušťka odštěpeného vysokohodnotného betonu je zpravidla v intervalu 5-10mm.

3.2. Permeabilita a přítomnost PP vláken:

Je obecně známo, že permeabilita betonu značně ovlivňuje náchylnost k odštěpování. Čím má beton nižší permeabilitu, tím hůře skrze cementovou matici migruje vlhkost a beton je náchylnější na odštěpování. Více o náchylnosti HPC k odštěpování v porovnání s NSC lze vyčíst například v (Hertz 1984, Kodur 2019, Kodur 2000, Hertz 2003, Kodur 2007, Kushnir 2021). Pistol a kol. (Pistol 2014) stejně jako mnoho dalších (Kalifa 2000, Kalifa 2001), Bentz (Bentz 2000) a Sultangaliyeva (Sultangaliyeva 2019) uvedli, že přidání PP vláken do betonu zvýší permeabilitu a významně sníží možnost výskytu nebo následky odštěpování. V současné době existuje několik základních teorií, jakým způsobem PP vlákna zvyšují permeabilitu betonu.

Tabulka 2: Přínosy PP vláken z hlediska redukce odštěpování - převzato z (Jansson 2013) a editováno

Typ:	ref:
Vytvoření propojeného systému kapilárních pórů	(Schneider 2003, Kalifa 2001)
Vytvoření tranzitní zóny na povrchu PP vlákna	(Bentz 2000, Schneider 2003)
Vytvoření dodatečných uzavřených mikro pórů během míchání betonu	
Vytvoření dodatečných mikro trhlín během zahřívání	(Kalifa 2001, Sullivan 2004, Pistol 2011, Larbi 2007)
Snížení permeability a redukce toku vodní páry do chladnějších oblastí	(Persson 2014)

Vytvoření propojeného systému kapilárních pórů je zapříčiněno roztavením PP vláken při působení zvýšené teploty. Teplota tání je nejčastěji 160–170°C. Zatímco Schneider a kol. (Schneider 2003) udává, že vlákno je zplynováno, Kalifa a kol (Kalifa 2001) tvrdí, že vlákno je roztaveno a absorbováno okolní cementovou pastou. Oba názory byly rozporovány viz např. (Khoury 2008, Richardson 2008) a do současnosti není nad tímto jasný konsenzus. Lze usuzovat, že chování PP vláken během vysokých teplot je dáno rychlostí jeho zahřívání. Tranzitní zónu známe především z rozhraní cementové pasty a kameniva. Jedná se o přechodovou vrstvu, která vykazuje lokální zvýšený vodní součinitel, se kterým je spojena i vyšší permeabilita a nižší pevnost (Nežerka 2019). Závislost permeability na vodním součiniteli byla prokázána např v publikaci (Powers 1955) s tím, že od vodního součinitele 0,5 dochází ke strmému nárůstu permeability. Tranzitní zóna však vzniká i na rozhraní cementové pasty a rozptýlené výztuže, včetně PP vláken. Zvýšená lokální pórovitost poskytuje dodatečný prostor pro expanzi vodní páry a zvýšená permeabilita působí nižší odpor při prostupu vodní páry skrze pórový systém. Za výhodnou lze považovat i skutečnost propojení tranzitních zón jednotlivých kameniv pomocí PP vláken, čímž v cementové matici vznikne téměř propojená síť umožňující kontinuální tok vodních par.

Vytvoření dodatečných uzavřených pórů během míchání betonu je způsobeno sníženou zpracovatelností, kterou se betony obsahující PP vlákna vyznačují. Vliv PP vláken na zpracovatelnost je různý a závisí na délce, množství a průměru PP vláken, které jsou do betonu přidána. Jelikož PP vlákna mají velký měrný povrch, při míchání čerstvého betonu se na jejich povrchu vnese do čerstvé betonové směsi více vzduchu, který ne všechen je odstraněn během vibrací kvůli snížené zpracovatelnosti směsi. Jelikož pro redukci odštěpování je hlavní vytvořit propojený systém kapilárních pórů, je vliv uzavřených mikro pórů spíše podpurný.

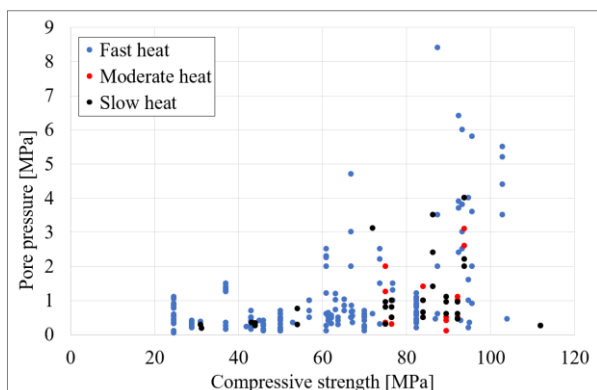
Vytvoření dodatečných mikrotrhlín během zahřívání je dle Khoury a kol (Khoury 2008) způsobeno teplotní roztažností PP vlákna v příčném směru a smrštěním ve směru podélném. Radiální roztažnost PP vlákna může způsobit v přilehlé tranzitní zóně trhliny, které přispívají ke zvýšení permeability. Tento jev je podporován několika publikacemi (Kalifa 2001, Sullivan 2004, Pistol 2011, Larbi 2007).

Snížení permeability a redukce toku vodní páry do chladnější oblasti volně navazuje na předchozí teorii, popisující radiální zvýšení průměru PP vlákna se zvyšující se teplotou. Persson (Persson 2004) prezentoval výsledky měření odolnosti proti průsaku tlakové vody v závislosti na teplotě. Uvedl, že při dávkě PP vláken 2kg/m³ a 4 kg/m³ a teplotě 105°C respektive 200°C byla odolnost proti penetraci vody vyšší, než za srovnatelných teplot bez přidání PP vláken. Tuto skutečnost je připisována právě zvětšením objemu PP vlákna před dosažením bodu tání, jelikož zvětšená vlákna tvoří přirozenou bariéru v migraci vodní páry/vody do oblastí s nižší teplotou (zpravidla vnitřek vzorku/konstrukce). Je však důležité podotknout, že tato teorie je v mírném rozporu s přirozeným zvýšením permeability betonu vlivem přidání PP vláken.

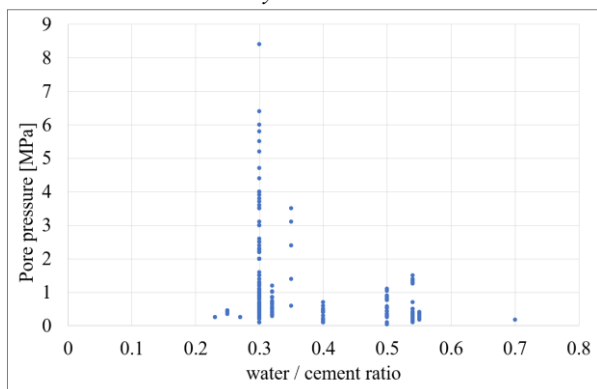
Velké diskuze jsou vedeny s ohledem na dávkování a štíhlostní poměr přidávaných PP vláken. Výchozí dávkování PP vláken jako prostředek redukce pórového tlaku a redukce odštěpování je uvedeno v EC2 a to 2 kg/m³, avšak není specifikována doporučená délka nebo štíhlostní poměr. Dále nejsou EC2 specifikovány pevnostní třídy, pro které je doporučená dávka platná. Khalifa a kol (Khalifa 2001) uvedl, že dávka 2kg/m³ je dostatečná pro uvažování křivky ISO 834 pro betony do pevnosti 100 MPa, při uvažování vláken délky 10–20mm a průměru 50–200 µm. Debicki (Debicki 2012) se zabýval parametrickou studií vlivu množství 6mm PP vláken o tloušťce 15 µm na betonu pevnostní třídy C80/95. Porovnávané množství bylo 0, 0,5, 1 a 2 kg/m³ a rychlost zahřívání byla zvolena na přírůstek 5°C/min. Během studie byl sledován i vliv size efektu na výskyt odštěpování. Výsledkem bylo zjištění, že již dávka 1 kg/m³ je dostatečná pro zabránění výskytu odštěpování, nehledě na velikost vzorku. Pro množství 0,5 kg/m³ byl sledován výskyt odštěpování v závislosti na velikosti zkušebního tělesa. Obdobnou studii provedl Du (Du 2020), který se zaměřil na vliv množství PP vláken (0 až 4,55 kg/m³) v kombinaci s ocelovými drátky (0–78,5 kg/m³) při betonu vysokým teplotám dle ISO834. Pro betony od pevnosti 116 do 142 MPa nebylo sledováno odštěpování při obsahu vláken minimálně 1,365 kg/m³, což odpovídá obsahu 0,15%. Vliv ocelových drátků na odštěpování je stále nejasný z hlediska prevence, ale lze sledovat pozitivní vliv na intenzitu výbušného odštěpování.

4. VYHODNOCENÍ VYBRANÝCH DOPOSUD PROVEDENÝCH MĚŘENÍ

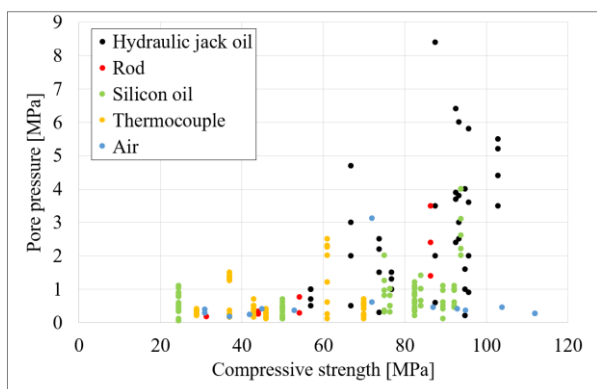
V rámci této kapitoly jsou prezentována vybraná měření pórového tlaku v dobách minulých. Obrázky níže prezentují souhrnnou vizualizaci celkem 11 rozsáhlých experimentů zaměřených na měření pórového tlaku od roku 1989 do roku 2019. Porovnávána byla data z měření (Schneider 1989, Jansson 2009, Bangi 2011, Naguchi 2011, Debicki 2012, Mindeguia 2013, Ozawa 2014, Ding 2016, Gyeongcheol 2018, Ozawa 2018, Guerrieri 2019).



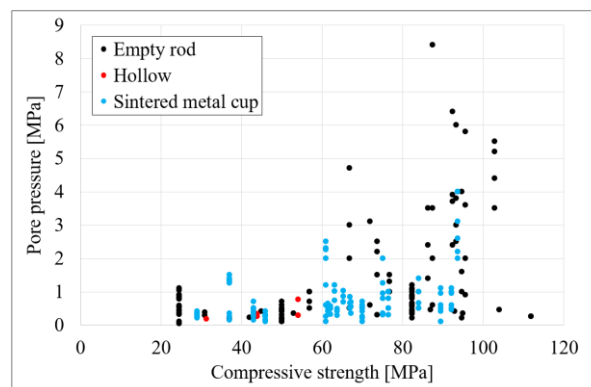
Obrázek 2: Naměřené pórové tlaky v závislosti na pevnosti v tlaku a rychlosti zahřívání.



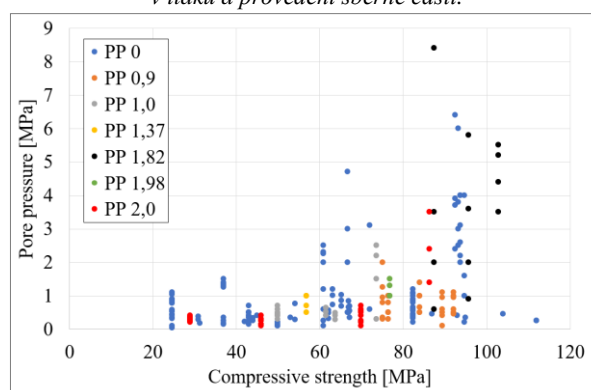
Obrázek 3: Naměřené pórové tlaky v závislosti na vodním součiniteli.



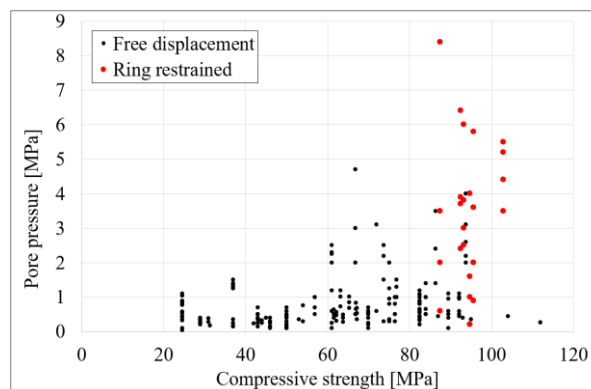
Obrázek 4: Naměřené pórové tlaky v závislosti na pevnosti v tlaku a plnivu v přenosové soustavě.



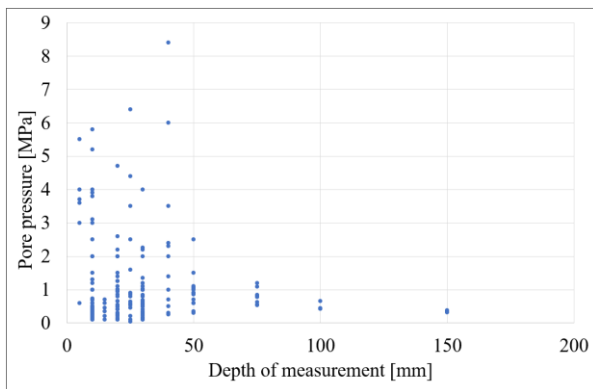
Obrázek 5: Naměřené pórové tlaky v závislosti na pevnosti v tlaku a provedení sběrné části.



Obrázek 6: Naměřené pórové tlaky v závislosti na pevnosti v tlaku a obsahu polypropylenových vláken v kg/m^3 .



Obrázek 7: Naměřené pórové tlaky v závislosti na pevnosti v tlaku a okrajovým podmínkám zkušebního tělesa z hlediska možnosti teplotní roztažnosti.



Obrázek 8: Naměřené pórové tlaky v závislosti hloubce měření.

Z výše uvedeného lze vyčíst velice cenné údaje, přestože je porovnáváno více než 230 jednotlivých, vzájemně obtížně porovnatelných měření. Výsledky srovnávací studie poukazují na zjevnou závislost mezi tlakovou pevností, respektive kvalitou betonu a výší pórového tlaku (Obrázek 2). Tento jev je obecně znám a předpokládán, jelikož se zvyšující se pevností klesá permeabilita betonu, která je pro vývoj a hodnoty pórového tlaku významný faktor. Toto je dále potvrzeno na obrázku 3, kde je závislost pórového tlaku a vodního součinitele. Vodní součinitel je opět jeden z určujících parametrů pro výhlednou permeabilitu materiálu.

Jelikož v současné době neexistuje standardizovaná metoda měření pórového tlaku, mohou se 4 základní provedení experimentu pomocí dílčích modifikací v jednotlivých krocích rozrůst až na zhruba 25 více či méně odlišných metod. Proto jsou dále na Obrázku 2, Obrázku 4 a Obrázku 5 srovnány naměřené hodnoty pórového tlaku v závislosti na rychlosti teplotního zatížení, plniva v přenosové soustavě a provedení sběrné soustavy. Lze konstatovat, že vliv rychlosti teplotního zatížení je nejednoznačný a tento faktor je nutné uvádět spolu s druhem ohřevu, tj. zdali je prvek vystaven teplotnímu zahřívání celoplošně (2D / 3D vedení tepla), nebo zdali je vzorek zahříván po jedné jeho ploše, přičemž ostatní zůstávají izolované apod. Z hlediska plniva přenosové soustavy, nejvyšší naměřené pórové tlaky jsou v případě použití různých druhů oleje. Při použití oleje jako plniva však vzniká významný problém s jeho teplotní roztažností, kterou je nutno kompenzovat, což je jak při vodorovném i kolmém směru vedení přenosové soustavy obtížné. Nejmenší pórové tlaky jsou naopak měřeny při ponechání vzduchu v přenosové soustavě. Vliv provedení sběrné části nelze dle Obrázku 5 z důvodu pestrého rozptylu relevantně vyhodnotit, případně lze konstatovat, že vliv provedení sběrné části má vliv zanedbatelný, což je však v rozporu s některými publikacemi (Li 2020).

Na obrázku 6 je graficky znázorněna obecně známá skutečnost, která je rovněž popsána v kapitole 3.2, o vlivu polypropylenových (PP) vláken na pórové tlaky v betonu vystaveném vysokým teplotám. Z obrázku zřejmě vyplývá souvislost mezi rostoucím množstvím PP vláken a klesajícím pórovým tlakem. Proti tomuto tvrzení však stojí skutečnost, že maximální pórové tlaky prezentované v této srovnávací studii byly změřeny na materiálu obsahující 1,82 kg/m³ PP vláken. Vysvětlení lze najít na Obrázku 7, kde jsou znázorněny okrajové

podmínky z hlediska omezení či uvolnění teplotní roztažnosti. Dle obrázku 7 jsou nejvyšší pórové tlaky měřeny pro skupinu vzorků, které mají zabráněno deformaci od teplotní změny. Jelikož však skupina vzorků s omezenou deformací od teploty čítala zhruba 10% všech prezentovaných měření, bylo by vhodné navýšit zastoupení této skupiny zejména v oblasti pro betony běžných pevnostních tříd.

Poslední sledovaný parametr byla hloubka měření. Zde byl potvrzen předpoklad, že velikost maximálního pórového tlaku povolna roste společně se zvyšující se hloubkou od teplotně exponovaného povrchu. Pokles pórových tlaků v hloubkách 75mm, 100 mm a 150 mm je způsoben nízkými teplotami v době ukončení měření, nejedná se tedy o pórové tlaky maximální.

5. ZÁVĚR

V rešeršní části článku byla detailně popsána teorie vzniku odštěpování betonu vystaveného vysokým teplotám a byl rozebrán jednotlivé faktory, které mají na odštěpování, respektive pórový tlak vliv. V praktické část je poté představena obsáhlá srovnávací studie zaměřena na porovnání vybraných doposud provedených měření pórového tlaku. Jednotlivé studie jsou vzájemně obtížně porovnatelné vzhledem k velice rozdílným metodám měření, avšak pokud jsou data dána do souvislosti, přináší studie pro autora i odbornou veřejnost přínosné informace.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za podpory projektu SGS22/091/OHK1/2T/11 a SGS23/037/OHK1/1T/11

References

- Malhotra, H. L. (1984). "Spalling of concrete in fires." Technical note 118, CIRA, London, UK.
- Bažant, Z. P. (2005). "Concrete Creep at High Temperature and its Interaction with Fracture: Recent Progress." In Concreep-7 Conference: Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures, Nantes, France, pp. 449–460.
- Miller, R. P. (1905). "Contribution to the discussion at the end of the report 'Investigation of the Effect of Heat Upon the Crushing Strength and Elastic Properties of Concrete' by Ira Woolson." Proceedings of the American Society for Testing Materials, Philadelphia, USA.
- Shorter, G. W., & Harmathy, T. Z. (1961). "Discussion on the article 'The fire resistance of concrete beams' by Ashton and Bate." Proceedings, Institute of Civil Engineers, Vol. 20, p. 313.
- Harmathy, T. Z. (1965). "Effect of moisture on the fire endurance of building materials." In Moisture in Materials in Relation to Fire Tests, ASTM Special Technical Publication No. 385, pp. 74-95.
- Khoylou, N. (1997). "Modelling of moisture migration and spalling behaviour in nonuniformly heated concrete." PhD thesis, University of London, London, United Kingdom.

- Breunese, A. J., & Fellingner, J. H. H. (2004). "Spalling of Concrete - An Overview of Ongoing Research in the Netherlands." Workshop - Structures in Fire, Ottawa, Canada.
- Fellinger, J. H. H., & Breunese, A. J. (2005). "Evaluation of the fire test procedure for the spalling behaviour of concrete mixes." TNO Report of NewCon project, Project number 006-47110, Delft, The Netherlands.
- Ghabezloo, S., Sulem, J., & Saint-Marc, J. (2009). "The effect of undrained heating on a fluid-saturated hardened cement paste." *Cement and Concrete Research*, No 39, pp. 54–64.
- Ichikawa, Y. (2000). "Predictions of pressures, heat and moisture transfer leading to spalling of concrete in fire." PhD Thesis, Imperial College, London, Great Britain.
- Petrov-Denisov, V. G., Maslennikov, L. A., & Pitckob, A. M. (1972). "Heat- and moisture transport during drying and first heating of heat resistant concrete." *Concrete and Reinforced Concrete* 1972;2: 17–8 (In Russian).
- Khoury, G. A. (2008). "Passive fire protection of concrete structures." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 161(3), 135-145.
- Annerel, E., & Taerwe, L. (2009). "Revealing the temperature history in concrete after fire exposure by microscopic analysis." *Cement and Concrete Research*, 39(12), 1239-1249.
- Hertz, K. D. (1984). "Heat Induced Explosion of Dense Concretes." Report 166, CIB W14/84/33(DK) Institute of Building Design (Now Department of Buildings and Energy), Technical University of Denmark, p. 20.
- Phan, L. T., Lawson, J. R., & Davis, F. L. (2001). "Effects of elevated temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete." *Materials and Structures*, 34(2), 83–91.
- Choe, G., Kim, G., Yoon, M., Hwang, E., Nam, J., & Guncunski, N. (2019). "Effect of moisture migration and water vapor pressure build-up with the heating rate on concrete spalling type." *Cement and Concrete Research*, 116, 1-10.
- Kodur, V. K. R., & Sultan, M. A. (1998). "Structural behaviour of high strength concrete columns exposed to fire." *Advances in Technology of Structural Engineering*, 1–9.
- Kodur, V. (2000). "Spalling in high strength concrete exposed to fire: concerns, causes, critical parameters and cures." *Advances in Technology of Structural Engineering*, 1–9.
- Hertz, K. D. (2003). "Limits of spalling of fire-exposed concrete." *Fire Safety Journal*, 38(2), 103–116.
- Kodur, V., & Phan, L. (2007). "Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems." *Fire Safety Journal*, 42(6–7), 482–488.
- Kushnir, A. R., Heap, M. J., Griffiths, L., Wadsworth, F. B., Langella, A., Baud, P., Reuschl'e, T., Kendrick, J.E., & Utley, J.E.P. (2021). "The fire resistance of high-strength concrete containing natural zeolites." *Cement and Concrete Composites*, 116, 103897.
- Pistol, K., Weise, F., Meng, B., & Diederichs, U. (2014). "Polypropylene fibres and micro cracking in fire exposed concrete." In *Advanced Materials Research*, vol. 897, Trans Tech Publ., pp. 284–289.
- Kalifa, P., Menneteau, F.-D., & Quenard, D. (2000). "Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures." *Cement and Concrete Research*, 30(12), 1915–1927.
- Bentz, D. P. (2000). "Fibers, percolation, and spalling of high-performance concrete." *Materials Journal*, 97(3), 351–359.
- Kalifa, P., Chene, G., & Galle, C. (2001). "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure." *Cement and Concrete Research*, 31(10), 1487–1499.
- Sultangaliyeva, F., Fernandes, B., Carr'e, H., Pimienta, P., Borderie, C., & Roussel, N. (2019). "Experimental contribution to the optimization of the choice of polypropylene fibers in concrete for its thermal stability." In 6th International Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure.
- Jansson, R. M. (2013). "Fire Spalling of Concrete: Theoretical and Experimental Studies." Doctoral Thesis, Sweden.
- Schneider, U., & Horvath, J. (2003). "Behaviour of ordinary concrete at high temperature." Heft 9, Technical University of Vienna, Austria.
- Kalifa, P., Chene, G., & Galle, C. (2001). "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres - From spalling to microstructure." *Cement and Concrete Research*, 31(10), 1487–1499.
- Khoury, G. (2008). "Polypropylene fibres in heated concrete. Part 2: Pressure relief mechanisms and modelling criteria." *Magazine of Concrete Research*, 60(3), 189–204.
- Richardson, A., & Dave, U. V. (2008). "The effect of polypropylene fibres within concrete with regard to fire performance in structures." *Structural Survey*, 26(5), 435-444.
- Powers, T. C., & collective. (1955). "Permeability of Portland Cement Paste." Research and Development Laboratories of Portland Cement Association – Research department – Bulletin 53, Chicago.
- Nežerka, V., Bílý, P., Hrbek, V., & Fládr, J. (2019). "Impact of silica fume, fly ash, and metakaolin on the thickness and strength of the ITZ in concrete." *Cement and Concrete Composites*, 103, 252-262.
- Khoury, G., & Willoughby, B. (2008). "Polypropylene fibres in heated concrete. Part 1: Molecular structure and materials behaviour." *Magazine of Concrete Research*, 60(2), 125–136.
- Sullivan, P. J. E. (2004). "A probabilistic method of testing for the assessment of deterioration and explosive spalling of high strength concrete beams in flexure at high temperature." *Cement & Concrete Composites*, 26, 155–162.
- Pistol, K., Weise, F., Meng, B., & Schneider, U. (2011). "The mode of action of polypropylene fibres in high performance concrete at high temperature." *Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure*, Delft, The Netherlands, October 5–7, 2011.
- Larbi, J. A., & Polder, R. B. (2007). "Effects of polypropylene fibres in concrete: Microstructure after fire testing and chloride migration." *HERON*, 52(4), 289-306.
- Persson, B. (2004). "Fire resistance of self-compacting concrete, SCC." *Materials and Structures*, 37, 575-584.
- Debicki, G., Haniche, R., & Delhomme, F. (2012). "An experimental method for assessing the spalling sensitivity of concrete mixture submitted to high temperature." *Cement & Concrete Composites*, 34(8), 958–963.

- Du, Y., Qi, H.-H., Huang, S.-S., & Liew, J. R. (2020). "Experimental study on the spalling behaviour of ultra-high strength concrete in fire." *Construction and Building Materials*, 258, 120334.
- Anderberg, Y. (1997). "Spalling phenomena of HPC and OC." Proceedings from the International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, February 13-14, 1997, Gaithersburg, USA.
- Schneider, U., & Herbst, H. (1989). "Pressure development in heated concrete members." Transactions of the 10th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology.
- Ko, J., Ryu, D., & Noguchi, T. (2018). "Experimental study on fire spalling of HPC incorporating various types of polypropylene fibers." *Fire Safety Journal*, 101, 132-145.
- Liu, X., Wu, Y., Yu, S., & Zhang, P. (2019). "Fire spalling resistance of carbon fiber-reinforced lightweight aggregate concrete." *Fire and Materials*, 43(3), 239-252.
- Mangual, J., Khoury, G., & Anagnos, T. (2009). "Prediction of the explosive spalling of high strength concrete incorporating polypropylene fibers subjected to standard fire exposure." *Cement and Concrete Research*, 39(8), 662-669.
- Li, Y., Zhang, D., & Tan, K. H., (2020) On measuring techniques of pore pressure in concrete at elevated temperature. *Cement and Concrete Composites*, **vol. 114**

INFLUENCE OF ADDING WATER TO READY-MIX CONCRETE ON COMPRESSIVE STRENGTH

*Pavel Kasal, **

Department of concrete and masonry structures, Faculty of civil engineering,
Czech Technical University in Prague, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Czech Republic.
pavel.kasal@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento příspěvek se věnuje tématu dodatečného přidávání vody do betonu na staveništi. Bohužel i v dnešní době dochází k této neodborné úpravě betonové směsi. Hlavním záměrem je zpravidla dosažení řídkší konzistence betonu, snadnějšího ukládání a jednoduššího probetonování konstrukce. Přidáním vody se však zvyšuje riziko segregace kameniva a také se zhoršují vlastnosti ztvrdlého betonu včetně nejčastěji sledované pevnosti betonu v tlaku. Prezentované výsledky porovnávají vliv správně provedené úpravy konzistence na staveništi pomocí doporučené vhodné dávky superplastifikátoru a neodborným přidáním většího množství vody do autodomíchávače. Sledován byl zejména vliv na konzistenci a pevnost betonu v tlaku jak v raném stáří, tak i po 28 dnech.

KLÍČOVÁ SLOVA

Vodní součinitel • Superplastifikátor • Přidávání vody do betonu • Pevnost v tlaku • Konzistence

ABSTRACT

This paper deals with additionally added water into the concrete mix on the construction site. Unfortunately, this unprofessional adaption of concrete mix still happens. The main goal is usually reaching a more fluid consistency of concrete, easier pouring, and successful formwork filling. Added water increases the segregation risk of aggregates in concrete mix and worsens the properties of hardened concrete, including very often monitored compressive strength. The presented results compare the influence of well-performed adaption of consistency on the construction site by adding a recommended suitable superplasticiser dosage and the unprofessional addition of a more considerable amount of water to the concrete truck. The influence on consistency and compressive strength was observed at an early age and later age.

KEYWORDS

Water-cement ratio • Superplasticiser • Adding water to concrete • Compressive strength • Consistency

1. INTRODUCTION

Adding water to ready-mix concrete at the construction site is often discussed. The motivation of workers to ask concrete truck drivers to add water to the concrete mix is the more effortless workability of concrete. Additional water in concrete changes the consistency and makes the concrete mixture more liquid. It makes pouring easier and increases the probability of successfully filling complicated shapes. It could be the easiest and cheapest way to modify concrete consistency, but only from the worker or foreman's point of view.

However, this adaptation of the concrete mix does more harm than good. Additional water in the concrete mix makes the hardened concrete more porous and make the properties (such as compressive strength, water tightness, carbonation resistance, and others) worse. Higher water content also increases the risk of segregation. This procedure is not correct, and another approach should be taken.

1.1. Recommended procedure

At first, suitable concrete consistency should be ordered considering the type of structure, its shape, reinforcement ratio, and the used procedure pouring. It means ordering concrete mix with consistency class (e.g. S4) rather than trying to save some euros by ordering (e.g. S3), which will be later adapted on the job site with additional water.

If the consistency of the delivered concrete does not comply with the ordered one, the following procedure should be taken. The actual consistency should be tested, e.g. by performing a slump test. If the concrete is less fluid than it should be and the tested value confirms that (e.g. S3 instead of S4), consistency could be adapted using recommended superplasticiser from the concrete supplier. Before using superplasticiser, the person who doses superplasticiser should climb up the ladder on a concrete truck to see the inside of a concrete drum. Concrete should be „unscrewed“ as close as possible to the feed opening. After applying the recommended dosage of suitable superplasticiser, the spot where the superplasticiser was poured should be shortly washed with a small batch of water (e.g. 5 litres). It will later support the distribution of superplasticiser within the concrete batch. Concrete should be mixed for several minutes by turning the concrete drum of the

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.

concrete truck. After the mixing, consistency should be tested again. If the consistency complies with the delivery sheet, concrete pouring can start. The above-described procedure allows the adaption of concrete consistency without significantly impacting concrete quality.

1.2. Aim of the paper

This paper answers the following questions. Can adding 80 or 160 litres of water to the 8 m³ big concrete truck dramatically decrease the compressive strength of concrete? How additionally used superplasticisers or water affect selected concrete properties – consistency, compressive strength, and concrete density?

2. MOTIVATION

The primary motivation was the result of the previous experiment on the construction site, where the addition of water and lower strength results were observed. The previous experiment’s main goal was to validate the maturity method for use on the construction site. The calibration curves of two concrete mixes were determined, and early-age samples were regularly created on the construction site and tested in the lab. All test samples were monitored with the maturity method and destructively tested in the lab. This investigation allowed the author to see standard practices on the construction site and the deviations. The goal of this chapter is not to introduce mentioned experiment in detail but to point out the connection between added water and lower early-age strength. This experiment was presented in detail at the CCC conference in Zakopane or the fib Symposium in Rome. [1; 2]

2.1. First observation

Figure 1 and Figure 2 present the results of deviations; the reference is always the calibration curve determined before regular testing on the job site. The aim was to prove if a higher variation than the safety factor can occur in practice. Regularly tested validation samples are given as circular points. The results of calibration samples are shown as orange triangles. The orange line represents the calibration curve, and the dashed red lines show the safety factor value subtracted and added to the calibration curve. The safety factors for those specific calibration curves were 2,7 MPa and 2,9 MPa. It was calculated based on a determined standard deviation of the calibration curve according to the standard NEN 5970. A calibration curve with subtracted safety factor should be used in the construction projects of reinforced structures. In the presented case, it would be the dashed red curve below. The maturity method would overestimate every result below the lower red dashed line for this experimental part because the negative deviation is higher than the safety factor. The presented results did not evidence higher variations than the safety factor. The only exceptions are validations five and twelve (Figure 2), where approximately 50 litres of water was added to the concrete truck on the job site. That is the main message of those figures. The details about that experimental analysis can be found in the two mentioned papers. [3]

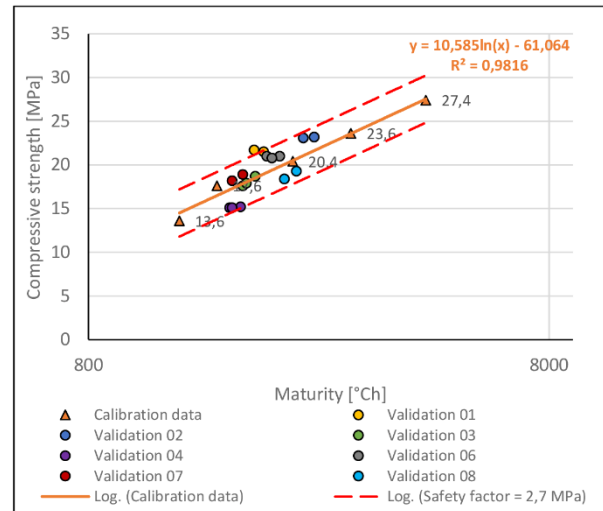


Figure 1 - Results of validation samples 12/2021 - 04/2022

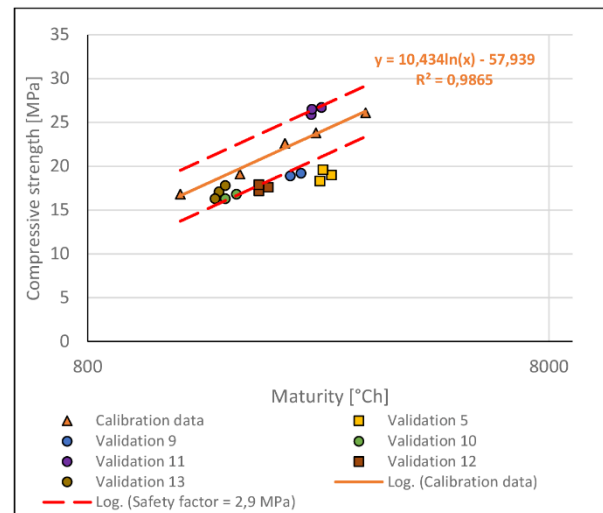


Figure 2 - Results of validation samples 03/2022 - 05/2022

3. METHODOLOGY

Based on the observation on the construction site described in the previous chapter, following experimental analysis was performed.



Figure 3 - Execution of experiment at the batching plant [photo: author]

The experiment took place at the concrete plant to gain valid results from practice. First, one cubic meter of the selected concrete mix was mixed and poured into the concrete truck following the standard procedure. Then concrete was poured from the concrete truck into four tanks with a volume of 0,2 m³. The concrete mix in the first tank was not adapted and used as a reference for mixed concrete. Concrete batches in the remaining three tanks were adjusted in order to reach better consistency. Water was added into the second and third concrete tanks, which should represent a wrong way of consistency improvement on the construction site. Two litres of water added were added into the second concrete tank (10 l/m³ additionally) and four litres of water into the third concrete tank (20 l/m³ additionally). The consistency of concrete in the fourth tank was adapted following the recommended procedure – the addition of superplasticiser mixed with a small amount of water for better distribution of superplasticiser within the concrete batch. After those adaptations of concrete mixes, concrete was properly mixed using an electric concrete mixer and a shovel.



Figure 4 - Three concrete batches before adaption of consistency [photo: author]

Right after the mixing, the following tests were performed by the author of the paper, and samples were prepared:

- Slump test
- Density
- Air content
- Samples for determination of the water-cement ratio
- Early-age compressive strength samples
- 28-day compressive strength samples

Consistency (EN 12350-2), density (EN 12350-6), and air content (EN 12350-7) were determined according to the standard procedure described in mentioned standards. The water-cement ratio was determined by drying an approximately 3,5 kg concrete batch. Early-age and 28-day samples were created and cured according to EN 12350-1 and EN 12390-2. The calibration curves of all four differently adapted recipes (acc. NEN 5970) were determined based on sequential testing of early-age compressive strength samples and continuous temperature monitoring. [3; 4; 5; 6; 7; 8]



Figure 5 - Early-age compressive strength samples [photo: author]

4. RESULTS

Concrete of the following specification was used.

C30/37 – XC4, XD2, XF1, XA1 – CI 0,2 – D_{max} 16 – S4

The mixed recipe (reference) demonstrated a delivered concrete with the wrong consistency class. The tested consistency was S2. Table 1 shows the results of the slump tests. Adding 0,4 l/m³ superplasticiser and 1,0 l/m³ water improved concrete consistency equally as 10 l/m³ of water. In both cases, the slump test result was 14 cm (S3). Adding 20 l/m³ of water to the concrete resulted in an 18 cm slump (S4).

Table 1 - Consistency of tested concrete

Description	Air content [%]	Density [kg/m ³]	Slump [cm]	Consistency
Reference	2,7	2328	5	S2
Added 10l/m ³	-	-	14	S3
Added 20l/m ³	-	-	18	S4
Superplasticizer	-	-	14	S3

Table 2 presents the results of tested water-cement ratios by drying the sample of concrete.

Table 2 - Water cement ratio of tested concrete

Description	m _{water} [kg/m ³]	w/c	Δ w/c
Reference	172,3	0,45	0,00
Added 10l/m ³	177,6	0,46	0,01
Added 20l/m ³	179,2	0,47	0,02
Superplasticizer	171,6	0,45	0,00

Table 3 shows concrete density and 28-day compressive strength determined using standard cube samples. Presented 28-day strength values are the average results of three samples. The results confirm that added superplasticiser does not significantly reduced 28-day compressive strength. However, added water caused a drop in compressive strength value of about 6 – 7 MPa.

Table 3 - Density and 28-day compressive strength of tested concrete

Description	Density [kg/m ³]	28-day compressive strength [MPa]
Reference	2328	51,3
Added 10l/m ³	2313	45,2
Added 20l/m ³	2300	44,0
Superplasticizer	2312	50,6

Similar behaviour is observed in the early-age compressive strength samples. Figure 3 presents calibration curves of all concrete mixes. Compressive strength development of concrete mix with an added superplasticiser evinces even faster strength development (approx. + 1 MPa) than the reference recipe. Concrete samples with added water reached significantly lower values (approx. – 2 MPa or – 4 MPa).

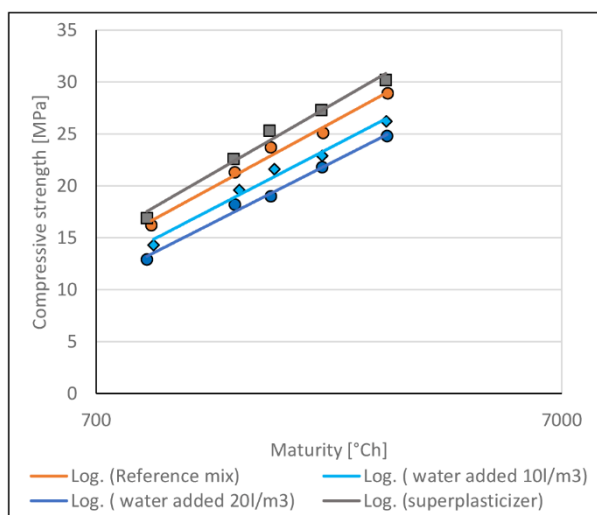


Figure 6 - Calibration curve of tested concrete

5. CONCLUSION

The results show the negative impact of adding water to ready-mix concrete at the construction site and confirm the negligible effect of the adaption of concrete mix following the recommended procedure with a superplasticiser. In the case of added water, compressive strength values are affected at an early age and later age.

ACKNOWLEDGEMENT

I want to thank Ing. Robert Coufal, Ph.D. and his team from concrete supplier TBG Metrostav who allowed me to perform experiments in their facilities. This paper uses the results of project SGS22/034/OHK1/1T/11.

REFERENCES

[1] KASAL, Pavel a Werner WENIGHOFER. *Efficient Project Execution with Low Carbon Concrete*. Zakopane:

The 13th Central European Congress on Concrete Engineering, 2022.

- [2] KASAL, Pavel a Jan VÍTEK. *Influence of Concrete Mix Composition on the Early Age Concrete Strength Development* [online]. Rome: fib - The International Federation for Structural Concrete, 2022 [cit. 2023-03-06]. ISBN 978-294064317-2. ISSN 26174820. Dostupné z: <https://www.scopus.com/record/display.uri?eid=2-s2.0-85142855363&origin=resultlist&sort=plf-f>
- [3] NEN 5970. *Determination of the compressive strength development of early age concrete on the basis of the weited maturity*. 1. Netherlands: Dutch Standard, 2001.
- [4] EN 12350-2. *Testing fresh concrete: Part 2: Slump-test*. Brussels: European Committee for Standardization, 2019.
- [5] EN 12350-6. *Testing fresh concrete: Part 6: Density*. Brussels: European Committee for Standardization, 2019.
- [6] EN 12350-7. *Testing fresh concrete: Part 7: Air content - Pressure methods*. Brussels: European Committee for Standardization, 2019.
- [7] EN 12350-1. *Testing fresh concrete: Part 1: Sampling and common apparatus*. Brussels: European Committee for Standardization, 2019.
- [8] EN 12390-2. *Testing hardened concrete: Part 2: Making and curing specimens for strength tests*. Brussels: European Committee for Standardization, 2019.

Příspěvek nedodán autorem

Příspěvek nedodán autorem

Příspěvek nedodán autorem

Příspěvek nedodán autorem

KŘIVKY ZRNITOSTI V OBLASTI FILLERŮ A CEMENTU

Luboš Musil, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
lubos.musil@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek popisuje návrh složení kameniva dle křivky zrnitosti. Modeluje a porovnává jednotlivé typy, které jsou dosud používané. Zaměřuje se především na oblast jemných příměsí a cementu, proto jsou křivky zrnitosti porovnány detailně i do velikosti zrn 0,25 mm v logaritmickém měřítku. Graficky popisuje vztah mezi jednotlivými křivkami a vhodnost použití pro složení kameniva speciálních betonů, jako jsou samozhutnitelné, vysokohodnotné a ultravysokopevnostní betony. Dále je článek zaměřen na nedostatky spojené s návrhem složení kameniva, příměsí a pojiva (cementu) pomocí křivky zrnitosti, které mohou mít podstatný vliv na konečné mechanicko-fyzikální charakteristiky výsledného kompozitu. Tyto nedostatky porovnává na normové zkoušce pevnosti cementu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Křivka zrnitosti • Příměs • Cement • Kamenivo • Návrh složení směsi

ABSTRACT

In the paper describes is the design of the composition of the aggregate according to the grading curves. It models and compares the individual types that are currently in use. It mainly focuses on the zone of fine additions and cement, therefore the grading curves are compared in detail even up to a grain size of 0.25 mm on a logarithmic scale. It graphically describes the relationship between individual curves and the suitability of use for aggregate composition of special concretes, such as self compacting concrete, high performance concrete and ultra high performance concrete. Furthermore, the article is focused on the shortcomings associated with the design of the composition of aggregates, additions and cement using the grading curve, which can have a significant effect on the resulting mechanical-physical characteristics of the resulting composite. He compares these shortcomings on a standard of testing cement: Determination of strength.

KEYWORDS

Grading Curve • Addition • Cement • Aggregate • Mix Design

1. ÚVOD

Určení vhodného složení kameniva betonové směsi je klíčové pro dosažení požadovaných mechanických vlastností betonu. Pro navrhování složení kameniva se používají křivky zrnitosti, které popisují procentuální zastoupení zrn různých velikostí v kamenivu. Existuje několik typů křivek zrnitosti, z nichž se každý typ hodí pro jiný druh betonu.

Článek porovnává křivky zrnitosti pro běžné betony, ale i křivky zrnitosti pro speciální aplikace s velkým podílem jemných plniv, jako jsou samozhutnitelné betony (SCC), vysokohodnotné betony (HPC) a ultravysokopevnostní betony (UHPC). Tyto křivky jsou navrženy tak, aby maximalizovaly objemovou hmotnost kompozita, minimalizovaly objem vzduchu a pórů, čímž zlepšují pevnostní charakteristiky, odolnost vůči agresivnímu prostředí atd. Všechny tyto metody a křivky jsou neustále objektem výzkumu a vývoje, aby se dosáhlo nejlepších výsledků pro konkrétní aplikace

Ačkoliv je navrženo velké množství křivek zrnitosti a s velkými detaily se určují koeficienty a exponenty u jednotlivých typů křivek, málo diskutovaným problémem je rozdílná měrná hmotnost jednotlivých složek kameniva, cementu a příměsí. Křivky zrnitosti totiž znázorňují procentuální podíl hmotnosti zrn o dané velikosti vzhledem k celkové hmotnosti zrn. Velmi dobrým příkladem jsou základní suroviny betonu – cement a například křemičité kamenivo. V případě použití hmotnostních poměrů v křivce zrnitosti budou objemové poměry podstatně rozdílné, čímž nedochází k požadovanému maximálnímu vyplnění veškerých dutin a pórů.

2. METODY

Nejprve je popsána základní křivka zrnitosti dle Fullera včetně úpravy rovnice pouze v exponentu. Z této křivky (rovnice) vychází další křivky, které jsou popsány v kapitole 2.2. Zde se jedná už o úpravu celé rovnice nebo doplnění konstantou. V kapitole 2.3 jsou porovnány základní jemné příměsí, filery a cement s ohledem na měrnou hmotnost a křivku zrnitosti. Veškeré modelované křivky jsou navrhované na maximální zrno kameniva $D_{\max} = 4$ mm. Velikost maximálního zrna kameniva byla volena s ohledem na složení směsi samozhutnitelných betonů (SCC), vysokohodnotných betonů (HPC) a

* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc., školitel specialista: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

ultravysokopevnostních betonů (UHPC), které mají obvykle velké množství jemných příměsí, cementu a maximální zrno kameniva 2 mm nebo 4 mm. Potřebné D_{min} aplikované v rovnicích křivky zrnitosti dle Funka a Dingera bylo zvoleno se zřetelem na graf křivky zrnitosti mikrosiliky, jemně mletého vápence (viz Obrázek 3) s hodnotou 0,00001 mm.

V kapitole 2.3 jsou porovnané křivky zrnitosti a měrné hmotnosti jednotlivých příměsí, cementu. Dále je popsán porovnání křivky zrnitosti s poměrem hmotností a měrnou hmotností, který proběhl na zkoušce pevnosti cementu dle ČSN EN 196-1. Ta má přesně dané hmotnostní poměry složek včetně určených propadů sítím pro normové kamenivo.

2.1. Fullerova křivka a její optimalizace

Existuje mnoho typů křivek zrnitosti, které jsou založeny na různých teoriích a aplikacích. Jednou z nejznámějších metod je Fullerova křivka s exponentem 0,5, která se používá převážně pro běžné betony. Tato křivka je nejstarší známou běžně používanou křivkou zrnitosti pro betonové směsi. V průběhu doby byla křivka zdokonalovaná jak samostatným Fullerem, tak mnoha dalšími odborníky zkoumajících návrhy složení kameniva a cementových kompozit. Křivka zrnitosti dle Fullera popisuje podíl hmotnosti zrn o dané velikosti vzhledem k celkové hmotnosti. Je také nazývána Fullerovou parabolou a základní vzorec slouží pouze k návrhu složení kameniva, nikoli pro směs kameniva a pojiva, jak je často milně předpokládáno. Tato křivka se popisuje pomocí rovnice:

$$y = \left(\frac{d}{D_{max}}\right)^q \times 100 [\%] \quad (1)$$

Kde:

y	celkový propad sítím d, v % hmotnosti
d	uvažovaná velikost zrna (mm)
D_{max}	uvažovaná maximální velikost zrna kameniva (mm)
q	exponent (v základní metodě pro běžné betony 0,5)

V roce 1930 se Andreasen pokusil vylepšit Fullerovu křivku. Navrhl použít exponent q v rozsahu 0,33 – 0,5 s ohledem na jemné příměsí, které zajišťují větší hutnost kompozitu a tím i jeho mechanicko fyzikální vlastnosti. Andreasen a Andersen [1] zjistili, že optimálního uspořádání se dosáhne, když je přibližně $q = 0,37$. Tento návrh je často označován jako A&A. Proměnné q činí model A&A vhodným pro částice o velikosti menší než 500 μm . Obecně platí, že čím více jemných částic (< 250 μm) ve směsi, tím menší q nejlépe charakterizuje křivku zrnitosti směsi [2]. Ověřením této hypotézy a aplikací modelu A&A byla tzv. japonská metoda provedená vědci Okamura a Ouchi specializovaných na SCC. Dále je známá tzv. čínská metoda pro návrh křivky zrnitosti s parametrem $q = 0,3$. Dle nejnovějších výzkumů se pro návrh křivky zrnitosti SCC a UHPC používají ještě menší parametry q. Nejčastěji v rozmezí 0,22 – 0,27 [3]. Hummel v roce 1959 uvedl jinou hodnotu $q = 0,4$ pro těžené kamenivo a $q = 0,3$ pro drcené kamenivo pro dosažení maximální hustoty plniva s proměnlivým tvarem kameniva. De Larrard v roce 1999 konstatoval, že hodnoty exponentu pro optimalizaci hustoty plniva se měnily s hustotou

výplně jednotlivých velikostních frakcí a stupněm zhutnění. Proto není možné stanovit optimální distribuci velikosti částic pro všechny případy [4].

2.2. Modifikace křivky zrnitosti

Ve skutečnosti musí existovat konečná spodní hranice velikosti zrn křivky zrnitosti. Funk a Dinger [5] proto navrhli upravený model založený na A&A rovnici, který je popsán následovně:

$$y = \frac{d^q - D_{min}^q}{D_{max}^q - D_{min}^q} \times 100 [\%] \quad (2)$$

Kde:

y	celkový propad sítím d, v % hmotnosti
d	uvažovaná velikost zrna (mm)
D_{max}	uvažovaná maximální velikost zrna kameniva (mm)
D_{min}	uvažovaná minimální velikost zrna kameniva (mm)
q	exponent (dle studií uvažovaný 0,25)

Fuller a Thompson studovali širokou škálu typů kameniva a směsí, aby dosáhli maximální hustoty navržené směsi kameniva. Nejprve objevili základní křivku s exponentem $q = 0,5$, která je správně označovaná jako Fullerova parabola a lze ji použít pouze pro výpočet optimální zrnitosti kameniva (viz předchozí odstavce), ale neplatí pro směs kameniva a pojiva jak se často zaměňuje a jak je uvedeno později Fullerem [6]. Proto již na počátku 20. století provedli Fuller a Thompson úpravu paraboly. Je tomu tak proto, že směs kameniva, která poskytuje maximální hustotu v suchém stavu, nemusí nutně dosáhnout nejvyšší hustoty, když je namíchaná s cementem a vodou. Nově navržená, tzv. ideální Fullerova křivka pro zrnitost kameniva a jemných materiálů je definovaná elipsou a křivkou. Teoreticky se skládá z elipsy ve spodní části přecházející v přímkou tečnou k eliptické části:

Eliptická část:

$$\frac{(y-7)^2}{b^2} + \frac{(x-a)^2}{a^2} = 1 \quad (3)$$

Přímá část:

$$y = \frac{100-y_1}{D_{max}-x_1} \times (x_0 - x_1) + y_1 \quad (4)$$

Kde:

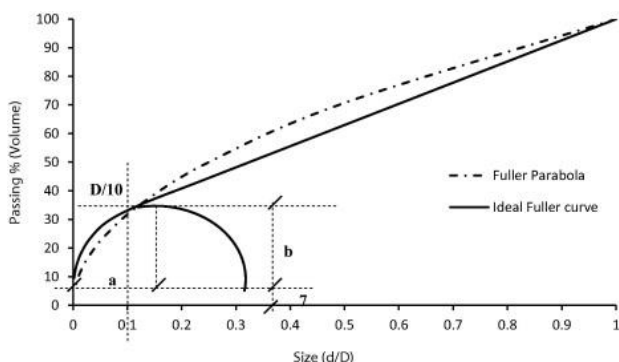
a, b jsou osy elipsy (závislé na tvaru částic a maximálním zrnu kameniva)

$$x_0 = \left(\frac{D_{max}}{10}; D_{max}\right) \quad (5)$$

$$x_1 = \frac{D_{max}}{10} \quad (6)$$

$$y_1 = y \text{ (při } \frac{D_{max}}{10})} \quad (7)$$

Výsledné porovnání Fullerovy paraboly pro složení kameniva a Fullerovy ideální křivky zrnitosti kameniva, jemného plniva a pojiva je vidět na Obr. 1. S ohledem na složitost návrhu, který zde závisí mimo jiné na tvaru částic, nebyla křivka modelovaná, ale pouze znázorněna na obrázku.



Obrázek 1. Porovnání Fullerovy paraboly a Fullerovy ideální křivky [9]

Jeden z neznámějších návrhů betonových směsí je dle Bolomeye. Ten rozšířil Fullerovu parabolickou rovnici přidáním empirické konstanty A, která zahrnuje i zpracovatelnost a tvar zrna, aby zlepšil navrhovanou směs:

$$y = A + (100 - A) \times \left(\frac{d}{D_{max}}\right)^{0,5} \quad (8)$$

Kde:

y celkový propad sítem d, v % hmotnosti

d uvažovaná velikost zrna (mm)

D_{max} uvažovaná maximální velikost zrna kameniva (mm)

A empirická konstanta dle tabulky na Obrázku 2.

Kamenivo	Součinitel A pro beton s konzistencí:		
	tuhou (S1)**	plastickou (S2-S3)**	tekutou (S4-S5)**
těžené	8	10	12
drcené	10	12	14

Obrázek 2. Konstanta A dle typu kameniva a konzistence [7]

Další modifikace Fullerovy křivky probíhaly i ve švýcarském federálním zkušebním a výzkumném centru materiálů (EMPA - Eidgenössische Materialprüfungs und Forschungs Anstalt). Výsledkem jsou dvě rovnice křivky zrnitosti:

$$y = 50 \times \left(\frac{d}{D_{max}} + \left(\frac{d}{D_{max}}\right)^{0,5}\right) \quad (9)$$

$$y = 20 \times \left(\frac{d}{D_{max}} + 4 \times \left(\frac{d}{D_{max}}\right)^{0,5}\right) \quad (10)$$

Kde:

y celkový propad sítem d, v % hmotnosti

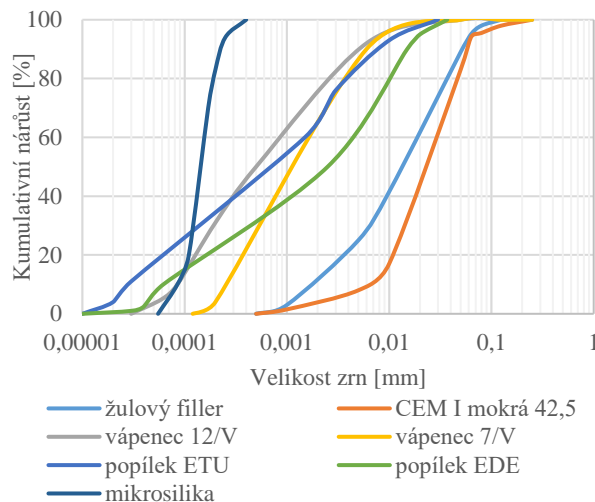
d uvažovaná velikost zrna (mm)

D_{max} uvažovaná maximální velikost zrna kameniva (mm)

2.3. Charakterizace kameniva, příměsí a cementu

Aby bylo možné navrhnout přesné složení křivky kameniva včetně jemných částic a cementu, jsou na Obrázku 3 znázorněny křivky zrnitosti běžně používaných jemných příměsí do betonu, včetně cementu, zde uvažovaným CEM I 42,5 Mokrý. Měření distribuce takto jemných částic se neprovádí na běžných sítích, ale přesně např. pomocí laserové difrakce. Křivka žulového filleru byla součástí vlastního výzkumu, ostatní křivky byly převzaty [8], [9]. Některé příměsí mohou mít určitý rozptyl, proto u vápenců byly vybrány krajní hodnoty, které se dle normy

ve stavebnictví používají. Obdobně je to i u popílků, kde byly vybrány také 2 druhy „EDE“ (elektrárna Dětmorovice, klasický, černouhelný popílek) a „ETU“ (elektrárna Tušimice, klasický, hnědouhelný popílek). Obdobně to může být i u mikrosiliky, které je rovněž více typů. V tomto článku byly použity hodnoty šedé mikrosiliky FeSi75%.



Obrázek 3. Křivky zrnitosti jednotlivých mikroplniv, cementu [8], [9]

Důležitým aspektem pro tento článek je měrná a objemová hmotnost jednotlivých složek, která je uvedena v Tabulce 1. Hodnoty jsou zde pouze přibližné pro základní porovnání. V praxi se musí průběžně ověřovat, jelikož závisí na přesném složení suroviny, které se může i v průběhu těžby nebo výroby surovin měnit.

Tabulka 1. Měrná hmotnost cementu, příměsí a kameniva

[kg/m ³]	Uvažované hodnoty	Obvyklý rozsah	
cement	3100	3050	3150
mikrosilika	2200	2100	2500
popílek	2100	2000	2600
struska	2900	2400	3000
vápenec	2700	2400	2900
mletý křemen	2650		
žulový filler	2550		
křemičité kamenivo	2600		

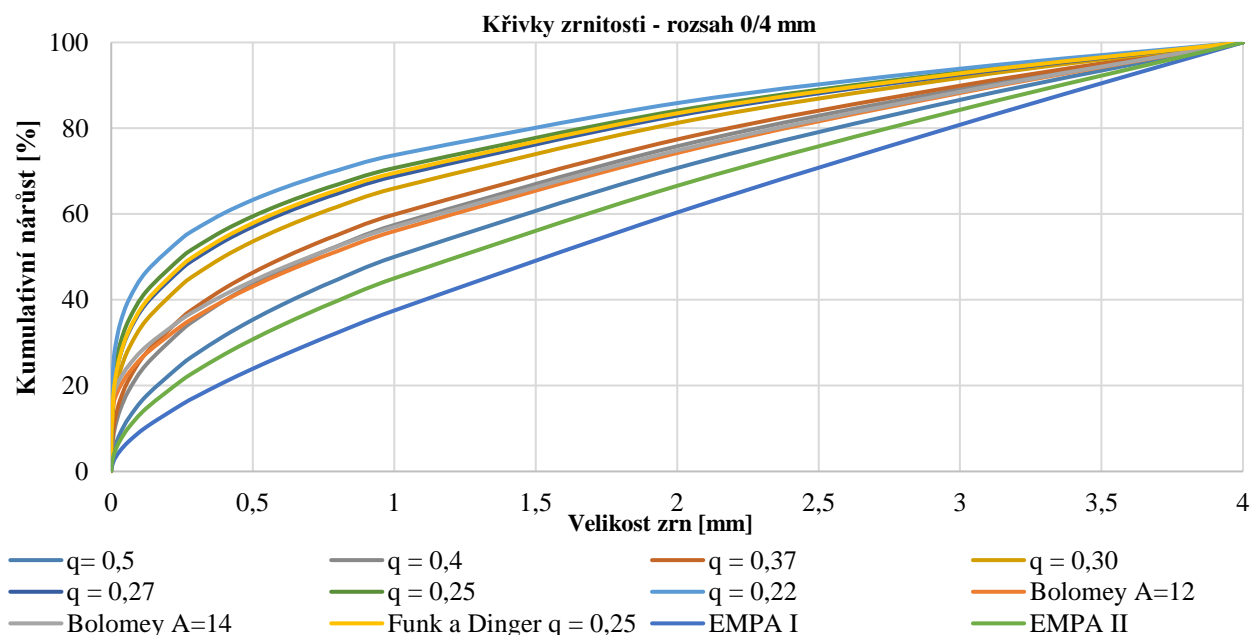
Z uvedené tabulky 1 je vidět, že složky mají široký rozptyl hodnot. Rovněž mezi jednotlivými složkami je podstatný rozdíl. Základním předpokladem je, že kompozit vždy obsahuje nejvíce kameniva a cementu. Ostatní příměsí jsou v menší míře. Proto je tento poměr nejvíce rozhodující. Z těchto důvodů proběhlo porovnání křivek zrnitosti na normové zkoušce pevnosti betonu ČSN EN 196-1, která má pevně daný hmotnostní poměr cementu, kameniva a vody. Kamenivo v této zkoušce má rovněž přesně určené propady sítem, čili křivku zrnitosti kameniva.

3. VÝSLEDKY

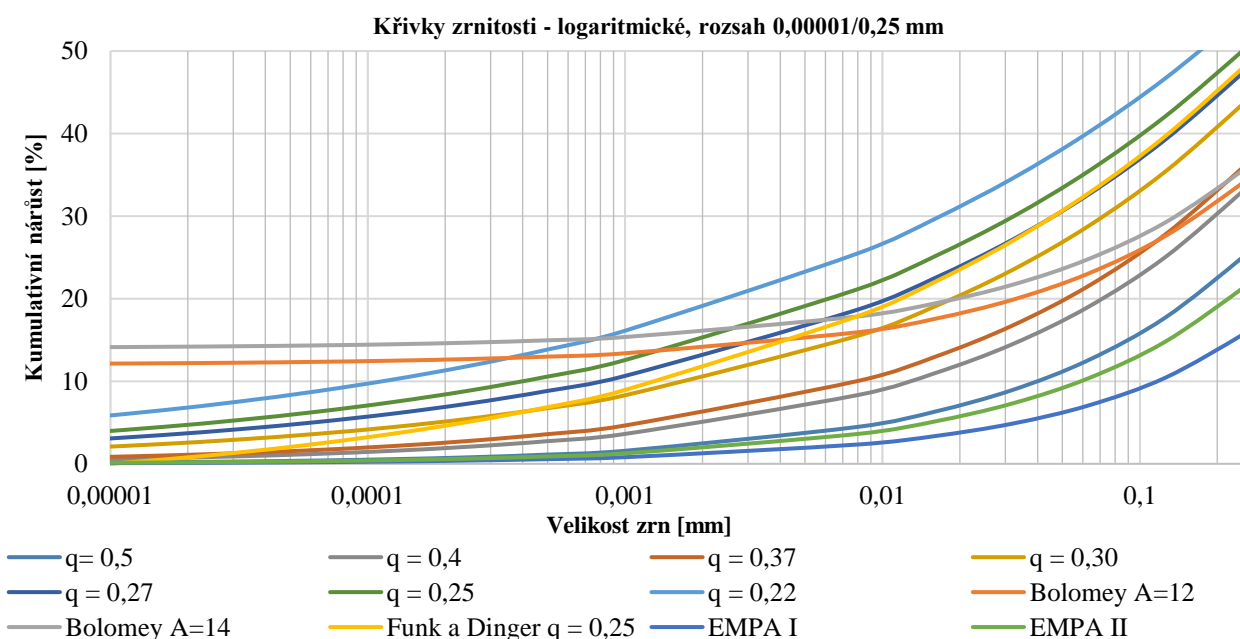
3.1. Porovnání křivek zrnitosti

V programu Microsoft Excel byly vymodelovány všechny popsané typy křivek kromě upraveného typu Fullera a Thompsona s elipsou ve spodní části. Křivky jsou s ohledem na množství a přehlednost zobrazeny ve dvou grafech – celé křivky (viz Obrázek 4) a křivky v logaritmickém měřítku do velikosti zrna 0,25 mm (viz Obrázek 5). Výsledky lze rozdělit do základních 3 typů. Křivky zrnitosti pouze kameniva – Fullerova parabola, EMPA I, EMPA II. U těchto typů křivek je směs

tvořena spíše většími zrny kameniva. Druhý proud křivek je návrh dle Bolomeye ($A = 12$, $A=14$) a Fullerova křivka s exponentem $q = 0,4$, $q = 0,37$. Tento typ křivek lze označit jako křivky zrnitosti kameniva, mikroplnivna a cementu. Výrazný rozdíl u těchto křivek je především u malých zrn, kdy návrh dle Bolomey obsahuje velké množství malých zrn a to 12 – 14 % dle použité konstanty A (viz Obrázek 5). Posledním typem křivek je Fullerova parabola s exponentem $q = 0,3$, $q = 0,27$, $q = 0,25$, $q = 0,22$, Funk a Dinger s exponentem $q = 0,25$, které lze charakterizovat jako křivky zrnitosti s cementem a výrazným podílem jemných zrn (celkem i přes 50% složení kameniva menší než 0,25 mm – viz Obrázek 5).

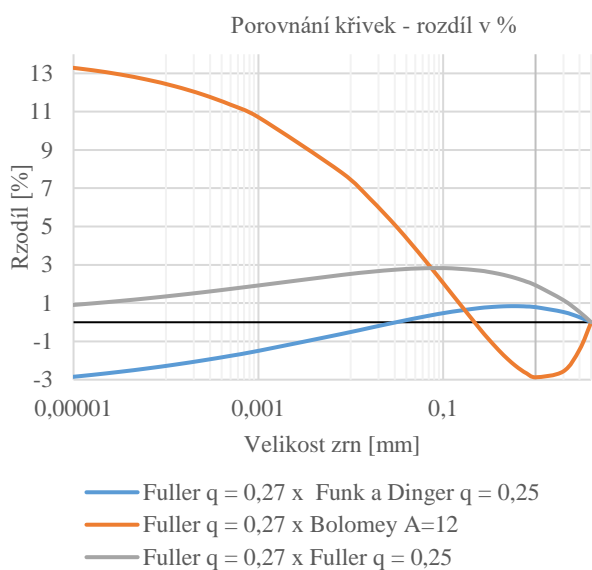


Obrázek 4. Prorovnání – celé křivky zrnitosti



Obrázek 5. Porovnání – křivky zrnitosti do 0,25 mm

Jako speciální případ lze označit Fullerovu parabolu ($q = 0,27$) a křivku, kterou navrhl Funk a Dinger s exponentem $q = 0,25$. Tyto dvě křivky se takřka shodují s výjimkou zrn do velikosti 0,01 mm, kde Fullerova parabola má i pro nejmenší zrna propad cca 2,9 %, zatímco křivka dle Funka a Dingera jde do 0 (viz Obrázek 5, Obrázek 6). Současně je porovnaná Fullerova parabola s různými exponenty, kde je vidět na Obrázku 6, že v případě změny exponentu o 0,02 je maximální rozdíl mezi křivkami do 3 %. Znatelný rozdíl (necelých 7 %) je už při změně exponenta o hodnotu 0,05. Pro přehlednost je u těchto křivek přesné porovnání v logaritmickém měřítku, kde je vyneseno procentuální rozdíl mezi jednotlivými křivkami u dané velikosti zrna kameniva.

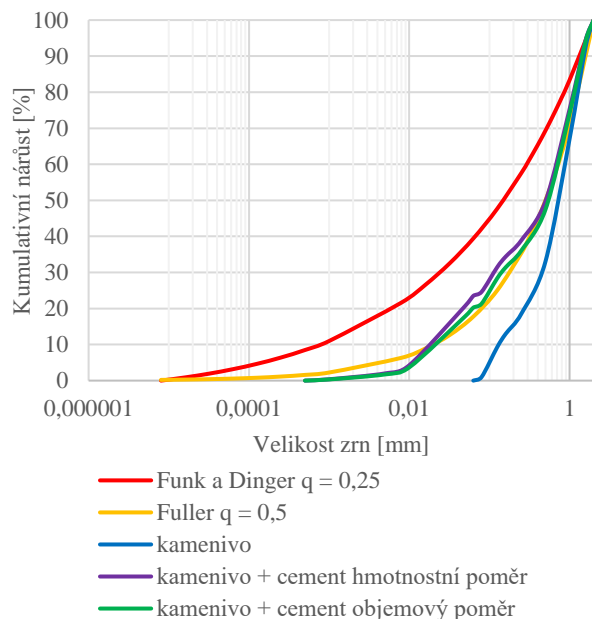


Obrázek 6. Procentuální rozdíl mezi křivkami

3.2. Porovnání křivek zrnitosti včetně cementu a měrné hmotnosti

Vhodnou ukázkou je zkouška pevnosti cementu dle ČSN EN 196-1. Ta má přesně dané hmotnostní poměry včetně určené křivky zrnitosti pro normové kamenivo. Na Obrázku 7 je znázorněná křivka zrnitosti pro zkoušku pevnosti cementu dle normy, kde zkoušený cement je CEM I Mokrý 42,5. Jak si lze v grafu všimnout, křivka zrnitosti kameniva včetně cementu kopíruje Fullerovu parabolu s exponentem $q = 0,5$. Jak již bylo zmíněno v předchozích odstavcích, tato křivka slouží pouze pro návrh kameniva, nikoliv mikroplniv a cementu. Pro porovnání je v grafu znázorněna i křivka zahrnující mikroplniva od Funka a Dingera s exponentem $q = 0,25$. Z těchto výsledků tudíž vyplývá, že je zde ještě velký prostor pro přidání mikroplniv, které mohou ztuhnout strukturu kompozita, čímž může kompozit vykazovat lepší mechanicko fyzikální vlastnosti. V níže uvedeném Obrázku 7 je porovnaná i křivka zrnitosti kameniva a cementu v hmotnostním i objemovém poměru. U jemných částic můžeme vidět mezi křivkami rozdíl, který je v maximální hodnotě 3,4 %.

Porovnání křivek zrnitosti s ohledem na cement a jeho měrnou hmotnost

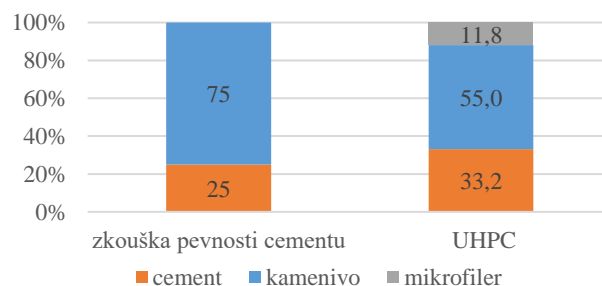


Obrázek 7. Porovnání křivek zrnitosti s ohledem na cement a jeho měrnou hmotnost

4. DISKUZE

Závažným nedostatkem je uvažování křivek zrnitosti dle hmotnostních poměrů. To bylo potvrzeno u předešlých vlastních výzkumů, kdy při náhradě cementu žulovým filerem jsou při normových zkouškách cementu naměřeny a spočteny větší pevnostní charakteristiky. S tímto souvisí právě měrná hmotnost, jelikož byl cement nahrazován hmotnostním poměrem, nikoliv objemovým [10].

Obdobně jako u zkoušky pevnosti cementu s uvážením měrných hmotností by to mohlo být i u vysokohodnotných a ultravysokopevnostních betonů, jelikož obsahují velké množství cementu ve směsi. Největší rozdíly měrných hmotností jsou právě mezi cementem a křemičitým kamenivem. Dle typu takto navzrženého betonu, může směs obsahovat i přes 1000 kg cementu na m^3 . Například v metodice pro UHPC z roku 2014 v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze bylo složení UHPC: 700 kg cementu, 1160 kg křemičitého kameniva (frakce 0/2) a 250 kg mikrofilérů (křemičitý úlet + struska) [11]. Což je v poměru více cementu ve směsi než při zkoušce pevnosti cementu (viz Obrázek 8).



Obrázek 8. Hmotnostní poměr pevných složek [%]

5. ZÁVĚR

Pro složení cementových kompozit existuje mnoho návrhů i mnoho typů křivek zrnitosti. Křivky zrnitosti lze rozdělit do základních proudů, z nichž některé uvažují kamenivo včetně mikroplniva, pojiva (cementu) a některé tyto složky neuvažují. V průběhu let jsou křivky zrnitosti stále vyvíjené a to zejména v oblasti samozhutnitelných, vysokohodnotných a ultravysokopevnostních betonů. Dle výše uvedených poznatků spolu některé křivky téměř korelují. Rozdíl mezi křivkami je minimální, například u návrhu dle Fullera s koeficientem $q = 0,27$ a návrhem dle Funka a Dingera s exponentem $q = 0,25$ je maximální rozdíl mezi křivkami 3,1 %. Obdobně je rozdíl 3 % mezi křivkami při změně exponentu u základní Fullerovi rovnice o 0,02.

Nezanedbatelnou a velmi opomíjenou skutečností při návrhu křivek zrnitosti je poměr jednotlivých složek. Obvykle se uvádí hmotnostní poměry kameniva, pojiva, příměsí a zapomíná se na rozdílné měrné hmotnosti jednotlivých složek, což může mít v případě některých návrhů zásadní vliv na výsledné charakteristiky navrženého kompozita. Při porovnání křivky zrnitosti pro zkoušku pevnosti cementu s a bez uvažování měrné hmotnosti cementu je rozdíl mezi křivkami zrnitosti 3,4 %. Rozdílná hodnota křivek zrnitosti při úvaze měrné hmotnosti jednotlivých složek je větší, než některé rozdílné hodnoty mezi jednotlivými typy křivek zrnitosti. Z těchto výsledků vyplývá, že je vhodné uvažovat i měrné hmotnosti a nazaměřovat se pouze na samostatnou křivku zrnitosti. Větší chyby při návrhu křivky zrnitosti lze předpokládat u speciálních betonů (HPC, UHPC), které obsahují velké množství cementu a jemných příměsí, jak bylo naznačeno v diskuzi.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS22/091/OHK1/2T/11.

Reference

- [1] A.H.M. Andreasen, J. Andersen, Ueber die Beziehung zwischen Kornabstufung und Zwischenraum in Produkten aus lost Körnern (mit einigen Experimenten), Kolloid-Zeitschrift, 50 (1930) , s . 217-228
- [2] H.J.H. Brouwers, H.J. Radix, Self-Compacting Concrete: Theoretical and experimental study, Cement and Concrete Research, 35, 2005, s. 2116-2136, ISSN 0008-8846
- [3] S.V. Kumar, Santhanam, Manu. (2003). Particle packing theories and their application in concrete mixture proportioning: A review. Indian Concrete Journal. 77. 1324-1331
- [4] Wang, Xuhao. (2014). Proportioning and performance evaluation of self-consolidating concrete.
- [5] J.E. Funk, D.R. Dinger, Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspensions, Applied to Ceramic Manufacturing, Kluwer Academic Publishers, Boston, the United States (1994)
- [6] W.B. Fuller, S.E. Thompson, Zákony dávkování betonu ASCE J Transp, 59 (1907), s. 67-143
- [7] COLLEPARDI, Mario. Moderní beton. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009. Betonové stavitelství. ISBN 978-80-87093-75-7
- [8] ELFMARKOVÁ, Veronika. Vliv jemnozrnných příměsí na charakter pórovitého systému betonu. Brno, 2013. Diplomová práce. VUT v Brně. Vedoucí práce Rudolf Hela.
- [9] V. M. MALHOTRA, et col. Condensed Silica Fume in Concrete. 2. CRC Press, 2018. ISBN 0-8493-5657-1.
- [10] L. Musil, T. Cibulka, J. Vodička, R. Chylík, Characterization of Fillers Made of Natural Stones as a Cement Substitute In: International Conference Building Materials, Products and Technologies (ICBMPT 2020), 2021. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. vol. 1039. ISSN 1757-899X.
- [11] Metodika 3 - Metodika pro výrobu prvků z UHPC a pro kontrolu jejich provedení, výstup projektu TAČR TA 010110269, Kloknerův ústav ČVUT v Praze 2014

NUMERICKÁ ANALÝZA VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA TYPU VVER440 A VVER1000

Karolina Nedomová, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Tháškova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká Republika.
karolina.nedomova@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek je zaměřen na numerickou analýzu vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER440 a VVER1000. Je popsána konstrukce kontejneru, jeho geometrie a materiálové řešení. Je uveden matematický model neustálého sdílení tepla formulovaný v polárních souřadnicích a jeho numerická aproximace pomocí metody konečných prvků. Model je implementován do výpočetního nástroje v programu Python. Výsledky numerické simulace jsou graficky prezentovány formou teplotních profilů v kontejnerech v různých časech od uložení do hlubinného úložiště a formou grafů znázorňujících vývoj teploty v čase v různých oblastech kontejneru.

KLÍČOVÁ SLOVA

teplotní analýza • betonový kontejner • vyhořelé jaderné palivo • VVER440 • VVER1000

ABSTRACT

The paper is focused on a numerical analysis of a temperature evolution in a concrete cask for storage of VVER440 and VVER1000 type spent nuclear fuel. A design of the cask is described as well as its geometry and material solution. A mathematical model of transient heat transfer is formulated in polar coordinates and its finite element approximation is described. The model is implemented in a computational tool developed in Python programming language. The results of the numerical simulation are presented in the form of temperature profiles of the cask for different times from its deposition in the geological repository. Moreover, the evolution of the temperature at different positions within the cask are shown.

KEYWORDS

thermal analysis • concrete cask • spent nuclear fuel • VVER440 • VVER1000

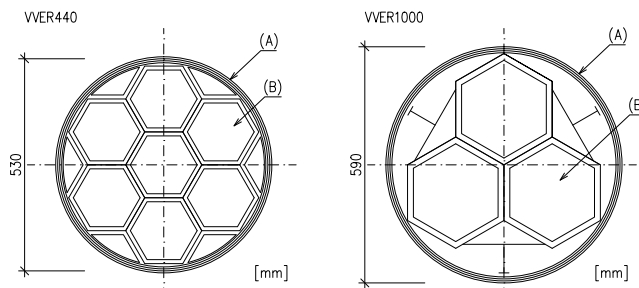
1. ÚVOD

Pro návrh kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva je nutné stanovit časový vývoj teploty v různých částech kontejneru. Jako zdroj tepla působí vyhořelé jaderné palivo, které ohřívá jak vlastní kontejner, tak přilehlý horninový masiv hlubinného úložiště. V tomto článku jsou porovnány dva konkrétní betonové kontejnery pro vyhořelé jaderné palivo typu VVER440 a VVER1000. Příspěvek navazuje na předchozí práce [3],[4] a [5], které částečně přebírá a doplňuje vývoj teploty v kontejneru pro VVER1000.

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.; Ing. Michal Beneš, Ph.D.

2. POUZDRA S VYHOŘELÝM JADERNÝM PALIVEM

Pro ukládání vyhořelého jaderného paliva jsou používána vysoce odolná, hermeticky nepropustná pouzdra s vysokou korozní odolností. Pouzdro s vyhořelým jaderným palivem typu VVER440 obsahuje celkem sedm palivových souborů a má průměr 530 mm. Pouzdro s vyhořelým jaderným palivem typu VVER1000 obsahuje tři palivové soubory a má průměr 590 mm., viz Obrázek 1. Dle [2, s. 27] obsahuje každý palivový soubor VVER440 průměrně 122 kg uranu (kgU) se středním vyhořením 50 MWd/kgU a každý palivový soubor VVER1000 obsahuje průměrně 474 kg uranu (kgU) se středním vyhořením 53 MWd/kgU.



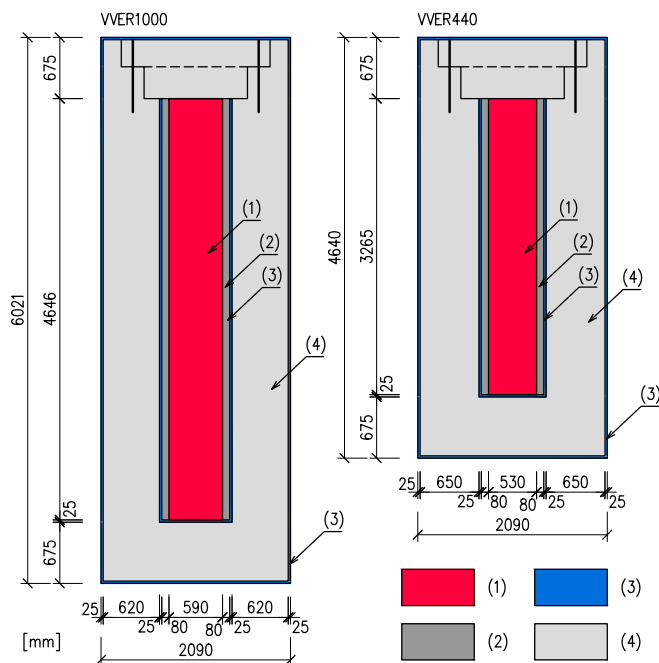
Obrázek 1: Řezy pouzdrem s vyhořelým jaderným palivem. Vlevo typ VVER440, vpravo typ VVER1000. Legenda: (A) nerezový plech, (B) palivová kazeta. Zdroj: nakresleno podle [6, s. 28, s. 31].

3. POPIS BETONOVÝCH KONTEJNERŮ

Kontejner slouží pro dlouhodobé uložení vyhořelého jaderného paliva v hlubinném úložišti. Uvažované kontejnery mají stejné uspořádání jednotlivých vrstev. Uvnitř kontejneru se nachází nerezové pouzdro s vyhořelým jaderným palivem, průměr je 530 mm nebo 590 mm. Nejbližší k pouzdru se nachází betonová zálivka tl. 80 mm, která vyplňuje prostor mezi ocelovým pouzdrem a pouzdrem vyhořelého jaderného paliva. Mezi vnitřním a vnějším ocelovým pouzdrem tl. 25 mm se nachází tzv. beton tlumící zóny, který zmiňuje přenos tepla do horninového masivu a je uvažován tl. 620 mm nebo 650 mm. Vnější průměr, pro oba řešené kontejnery v této úloze, je 2090 mm. Kontejnery mají stejný průměr z důvodu univerzálnosti uspořádání kontejnerů v hlubinném úložišti. Analyzované betonové kontejnery jsou zobrazeny na Obrázku 2.

Pro účely teplotní analýzy je nutné definovat teplotní vlastnosti uvažovaných materiálů, tedy objemovou tepelnou kapacitu

c [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$] (jedná se o součin objemové hmotnosti ρ [kg m^{-3}] a měrné tepelné kapacity c_p [$\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$]) a součinitel tepelné vodivosti λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]. Vlastnosti materiálů analyzovaného kontejneru (Obrázek 2) a přilehlého horninového masivu hlubinného úložiště budou v rámci tohoto článku uvažovány dle Tabulky 1.



Obrázek 2: Konstrukce analyzovaných kontejnerů. Vlevo kontejner pro VVER1000, vpravo pro VVER440. Legenda: (1) nerezové pouzdro s vyhořelým jaderným palivem, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumící zóny. Zdroj: kontejner pro VVER440 nakreslen podle návrhu Dr. Khmurovské.

Tabulka 1: Materiálové vlastnosti. Zdroj: [7, Tab. 2], [1].

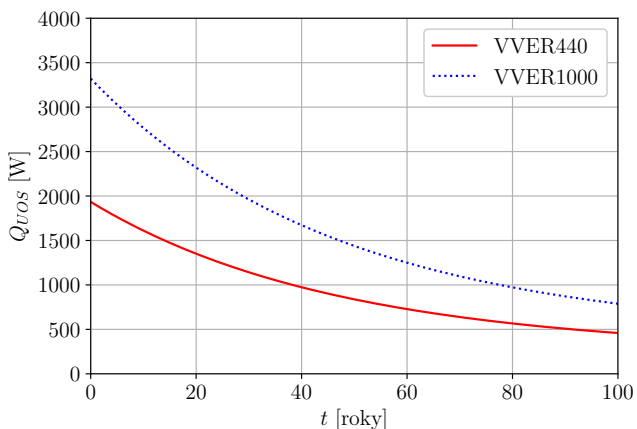
Materiál	c [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$]	λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]
Pouzdro s palivem	7850×500	40
Betonová zálivka	2400×880	1
Ocel	7850×600	45
Beton tlumící zóny	2.4×10^6	2
Horninový masiv	2.9×10^6	1.45

Celkový tepelný výkon Q [W] vyhořelého jaderného paliva v jednom pouzdru (3 nebo 7 palivových souborů dle typu VVER) v závislosti na čase od vyvezení z aktivní zóny lze uvažovat jako [2, s. 29-30]

$$Q = m \sum_{i=0}^3 A_i \exp(-B_i \tau), \quad (1)$$

kde m [tU] je hmotnost uranu v pouzdru přepočtená pro příslušné vyhoření (pro VVER440 $m = 0.864$ tU a pro VVER1000 $m = 1.484$ tU, viz [2, s. 30]), τ [roky] je čas od vyvezení paliva z aktivní zóny a A_i a B_i jsou konstanty, které lze nalézt v [2, Tab. 4]. Závislost popsaná vztahem (1) je znázorněná na Obrázku 3.

Ve výpočtu je uvažováno, že kontejner s pouzdem s vyhořelým jaderným palivem bude umístěn do hlubinného úložiště po 65 letech od vyvezení jaderného paliva z aktivní zóny, tj. v čase



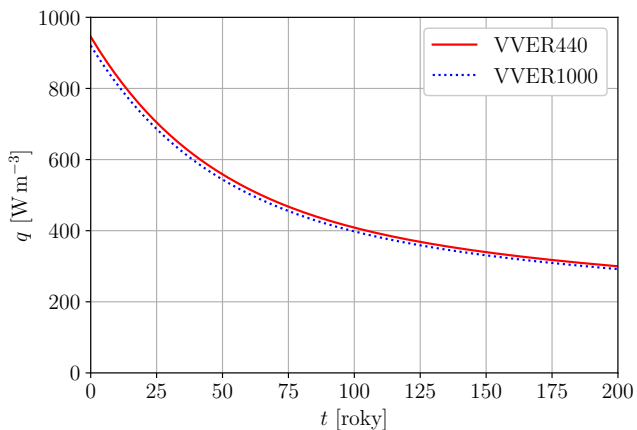
Obrázek 3: Tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER440 a VVER1000. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů, srov. [2, s. 30, Obr. 5].

$\tau = 65$ let. Čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště je označován jako t [roky], přičemž platí $\tau = t + 65$ let, viz [2].

Pro výpočet je dále nutné stanovit měrný tepelný výkon vyhořelého jaderného paliva definovaný na 1 m^3 nerezového pouzdra s vyhořelým palivem v závislosti na čase od umístění kontejneru do hlubinného úložiště. Tento měrný výkon q [W m^{-3}] se stanoví jako

$$q = \frac{Q(t + 65 \text{ let})}{V}, \quad (2)$$

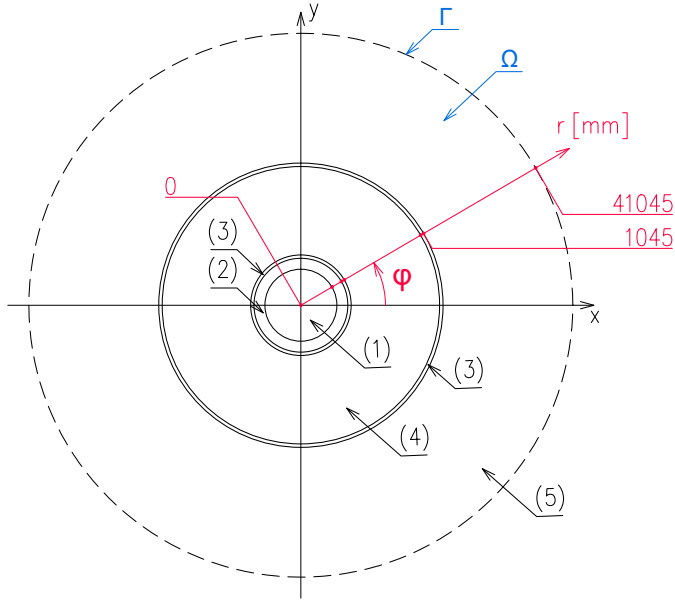
kde Q [W] je celkový tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (viz vztah (1)), t [roky] je čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště a V [m^3] je objem pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (pro VVER440 $V = 0.72 \text{ m}^3$ a pro VVER1000 $V = 1.27 \text{ m}^3$, viz Obrázek 2). Závislost popsaná vztahem (2) je znázorněná na Obrázku 4.



Obrázek 4: Měrný tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER440 a VVER1000. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů.

4. NUMERICKÁ ANALÝZA

Teplotní analýza betonových kontejnerů (Obrázek 2) a přilehlého horninového masivu byla provedena zjednodušeně na úrovni příčného řezu kontejnerem. Úloha je uvažovaná jako rotačně symetrická (včetně okrajových podmínek) a je řešena jako jednorozměrný problém s neznámou teplotou T , viz Obrázek 5.



Obrázek 5: Geometrie řešené úlohy. Legenda: Ω – řešená oblast, Γ – hranice řešené oblasti, (1) pouzdro s palivem, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumící zóny, (5) horninový masiv.

Matematický model úlohy je popsán rovnicí vedení tepla

$$rc(r) \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial r} \left(r\lambda(r) \frac{\partial T}{\partial r} \right) = rf(r,t) \quad (3)$$

pro $t \in (0, t_f)$ a $r \in (0, R)$, doplněnou okrajovou podmínkou

$$\frac{\partial T}{\partial r}(0, t) = \frac{\partial T}{\partial r}(R, t) = 0 \quad \text{pro } t \in (0, t_f) \quad (4)$$

a počáteční podmínkou

$$T(r, 0) = T_0 \quad \text{pro } r \in (0, R). \quad (5)$$

V rovnicích (3)–(5) je r polohová souřadnice, t je čas, R je poloměr řešené oblasti, t_f je celkový čas, T je neznámá teplota jakožto funkce r a t , T_0 je počáteční teplota, c je objemová tepelná kapacita materiálu, λ je součinitel tepelné vodivosti materiálu a f je zdroj tepla.

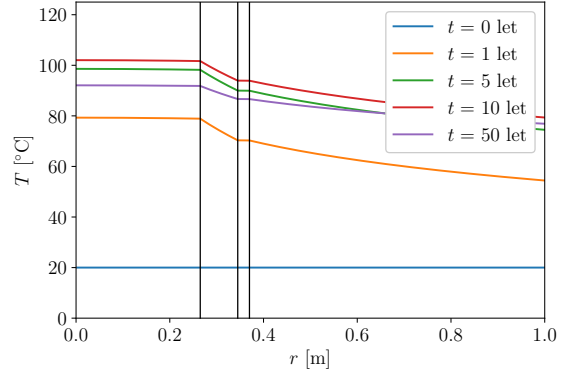
Pro numerické řešení matematického modelu popsaného rovnicemi (3)–(5) je aplikovaná metoda konečných prvků. Výsledný algoritmus je implementován do vlastního výpočetního nástroje vytvořeného v programovacím jazyce Python.

Geometrie řešené úlohy je patrná z Obrázku 5. Celkový poloměr řešené oblasti je $R = 41.045$ m, což odpovídá součtu poloměru analyzovaného kontejneru (1.045 m) a uvažované tloušťky horninového masivu (40 m) pro oba řešené kontejnery. Velikost konečných prvků je uvažovaná v oblasti betonového kontejneru $\Delta r = 5$ mm, v oblasti horninového masivu $\Delta r = 100$ mm. Časový krok je $\Delta t = 1$ rok, celkový čas $t_f = 100$ let. Počáteční teplota

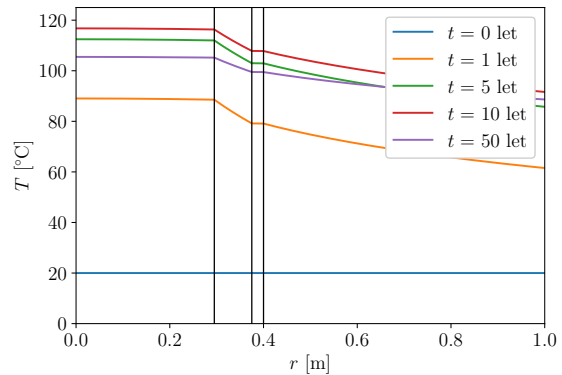
je nastavena jako $T_0 = 20$ °C. Materiálové vlastnosti v jednotlivých vrstvách řešené oblasti jsou uvažované dle Tabulky 1. Tepelný zdroj v oblasti nerezového pouzdra s vyhořelým jaderným palivem je definován jako $f(t) = q(t)$, kde $q(t)$ je uvažován dle Obrázku 4; v ostatních vrstvách řešené oblasti je $f = 0$.

5. VÝSLEDKY A DISKUZE

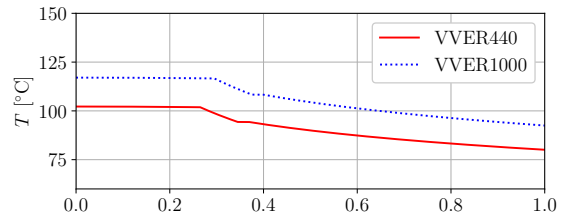
Na Obrázku 6 a 7 jsou v analyzovaném řezu znázorněny výsledné teplotní profily (závislosti teploty na polohové souřadnici r).



Obrázek 6: VVER440: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.



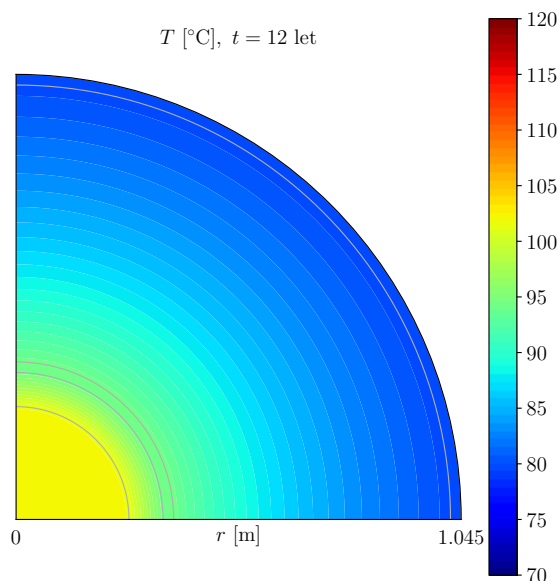
Obrázek 7: VVER1000: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.



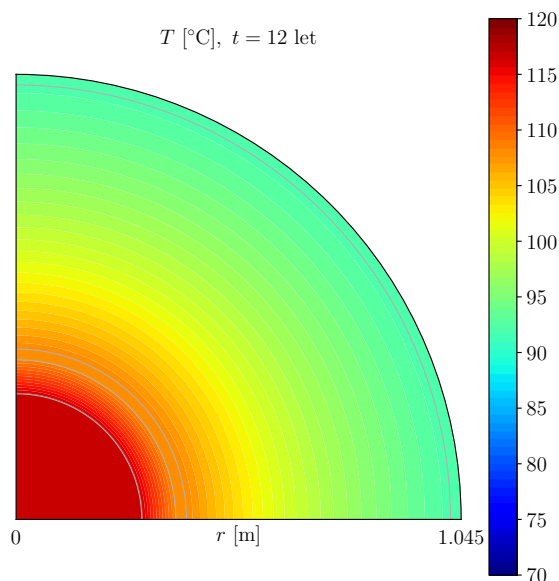
Obrázek 8: Teplotní profily v analyzovaných řezech pro čas $t = 12$ let od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.

Z prezentovaných výsledků vyplývá, že maximálních teplot, kterých bylo v analyzovaných kontejnerech dosaženo, je $T = 102\text{ }^{\circ}\text{C}$ pro VVER440 a $T = 117\text{ }^{\circ}\text{C}$ pro VVER1000. Těto teploty bylo v obou případech dosaženo v čase $t = 12$ let od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.

Na Obrázku 9 a 10 jsou výsledné teploty zobrazeny pomocí barevné škály formou teplotních polí (izoploch) ve čtvrtině příčného řezu analyzovaného kontejneru pro čas $t = 12$ let od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.



Obrázek 9: Rozložení teploty v analyzovaném řezu betonového kontejneru typu VVER440 pro čas $t = 12$ let od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.



Obrázek 10: Rozložení teploty v analyzovaném řezu betonového kontejneru typu VVER1000 pro čas $t = 12$ let od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.

6. ZÁVĚR

V článku byla prezentována numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440 a VVER1000. Matematický model sdílení tepla byl implementován do vlastního výpočetního nástroje sestaveného v programu Python. Vytvořený nástroj umožňuje snadno analyzovat obdobné případy s jinými vstupními parametry (typ paliva, geometrie kontejneru, použité materiály).

PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vypracován za podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, projekt č. SGS23/033/OHK1/1T/11.

Reference

- [1] EN 1994-1-2. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*. CEN, 2005.
- [2] D. Kobyłka. *Optimalizace vzájemné vzdálenosti ÚOS. Technická zpráva číslo 135/2017*. SÚRAO, 2019.
- [3] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440. In *PhD Workshop 2020*, Praha, 2020. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [4] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva s vlivem hydratačního tepla. In *PhD Workshop 2021*, Praha, 2021. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [5] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Výpočetní aplikace pro numerickou analýzu vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva. In *PhD Workshop 2022*, Praha, 2022. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [6] I. Pospíšková, A. Vokál, F. Fiedler, I. Prachař, and P. Kotnour. *Aktualizace referenčního projektu hlubinného úložiště radioaktivních odpadů v hypotetické lokalitě. Průvodní zpráva*. UJV Řež, a.s., 2012.
- [7] E. Weetjens. *Update of the near field temperature evolution calculations for disposal of UNE-55, MOX-50 and vitrified HLW in a supercontainer-based geological repository. External Report SCK CEN-ER-86, 09/EWe/P-20*. SCK CEN, 2009.

BETON VYŠŠÍ PEVNOSTI S MALÝM VÝVINEM HYDRATAČNÍHO TEPLA

Vít Némčic, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
vit.nemcic@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá sledováním vývoje teplot od hydratačního tepla a teplotních rozdílů v masivních betonových konstrukcích s vyšší pevností betonu. Na základě experimentů byly vyhodnoceny 3 receptury se dvěma různými cementy. Vybraná receptura byla navíc ověřena na dalším modelu konstrukce v měřítku 1:1. Zkušenosti ukázaly, že nejen technické, ale i technologické a logistické problémy jsou závažné pro výběr optimální receptury.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton, Hydratační teplo, Teplota, Monitoring, Receptura

ABSTRACT

The article deals with monitoring the development of temperatures from the heat of hydration and temperature differences in massive concrete structures with higher concrete strength. Based on the experiments, 3 recipes with two different cements were evaluated. In addition, the selected recipe was verified on another model of the structure in a scale of 1:1. Experience has shown that not only technical, but also technological and logistical problems are important for choosing the optimal recipe.

KEYWORDS

Concrete, Heat of hydration, Temperature, Monitoring, Recipe

1. ÚVOD

V současnosti je jednou z významných priorit stavebnictví snaha o zvýšení efektivity využití přírodních zdrojů, snížení míry znečišťování životního prostředí a zajištění kvalitnějšího a trvale udržitelného životního prostředí. K zajištění udržitelnosti při přípravě betonových konstrukcí je jednou z klíčových fází optimalizace výrobních technologií cementu, betonu, betonových prvků a konstrukcí a optimalizace složení betonové směsi.

V případě optimalizace výrobních procesů v oblasti výpalu slínku a mletí cementu, je potenciál snižování emisí CO₂ prakticky vyčerpán. Proto je v současnosti důležité se zaměřit

na výrobu cementu, kde bude obsah slínku redukován a nahrazen jinými aktivními, popř. pasivními materiály.

K dosažení rychlé výstavby betonových konstrukcí (především u staveb dopravní infrastruktury) jsou nutností rychlé náběhy pevností betonu. K tomuto účelu se nejčastěji využívá portlandský cement (cement typu CEM I) s vysokým obsahem slínku. Využití tohoto typu cementu má však za následek vznik většího množství emisí CO₂ a také takové betony vyvíjejí větší hydratační teplo.

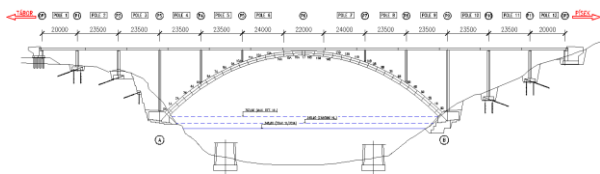
Vhodnou alternativou portlandského cementu mohou být portlandské směsné cementy, které snížením obsahu energeticky náročného slínku v cementové směsi a užitím dalších hlavních složek, snižují vznik emisí CO₂. Zároveň mohou být také takovéto směsi výhodné z technologického hlediska. Cement ovlivňuje vlastnosti betonu, např. zpracovatelnost, nárost pevností, a především trvanlivost betonu, která je úzce spjata s hutností, a tudíž nepropustností, která dokáže zpomalit proces karbonatace, omezit průnik chloridů atd. Další důležitou výhodou těchto cementů je schopnost pomalejšího a zároveň nižšího uvolňování hydratačního tepla, což je způsobeno nižším podílem slínku ve směsi. Vznik vysokých teplot uvnitř masivních betonových konstrukcí je rizikovým faktorem ovlivňující kvalitou betonované konstrukce. Je také nutné, aby byly omezeny teplotní rozdíly, které v betonu vyvolávají v betonových prvcích vlastní pnutí. Tato napětí mohou být příčinou vzniku trhlin. Snížení teplot vyvíjených v betonu masivních konstrukcí proto redukuje riziko vzniku větších tahových napětí a tím vzniku trhlin, což má za následek větší trvanlivost konstrukcí.

Proto je při výstavbě masivních betonových konstrukcí důležité klást důraz na výběr cementové směsi s ohledem na výsledně požadované vlastnosti betonu s ohledem na technologické požadavky a udržitelnost.

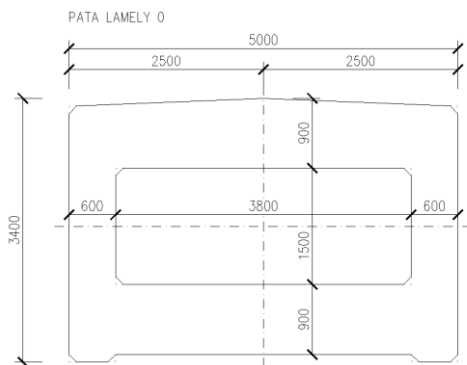
* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

2. MOSTNÍHO OBJEKT PŘES VD ORLÍK

Mostní objekt přes VD ORLÍK (most na Červené přes Vltavu) je charakterizován masivním železobetonovým obloukem s horní mostovkou. Oblouk mostního objektu je navržen jako železobetonový komorový třídy C45/55. Rozpětí oblouku je 156,0 m. Šířka mostního oblouku je 5,0 m, výška oblouku je proměnná od paty ke krčku. Komorový průřez má konstantní tloušťku stěn 0,6 m. Mocnost horní a spodní desky je proměnná s ohledem na zajištění proměnné tuhosti podél oblouku. Přitom vnitřní prostor komory má konstantní výšku 1,5 m. Ve větknutí jsou desky navrženy tl. 0,9 m, ve vrcholu oblouku 0,5 m. Výška průřezu se mění v rozsahu každé lamely oblouku lineárně. Oblouk je s ohledem na systém výstavby (letná betonáž s postupným vyvěšováním) rozdělen symetricky do 16 lamel. Mostovka nosné konstrukce je navržena jako spojitý dvoutrám. Realizace mostního objektu začala v lednu 2022. Dokončení projektu je plánováno na podzim 2024.



Obrázek 1: Podélný řez mostem



Obrázek 2: Příčný řez lamely oblouku (pata lamely)

3. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM PRO STANOVENÍ TEPLOT OD HYDRATAČNÍHO TEPLA

Autor příspěvku navrhl experimentální program s cílem vyhodnocení optimální receptury s ohledem na vývoj hydratačního tepla. Tato činnost probíhala nad rámec projektu mostu s částečnou podporou projektu SGS. Dále po konzultacích experimentální program zrealizoval a vyhodnotil výsledky.

3.1. Receptury a vzorky

Pro betonový oblouk železničního mostu „Červená“ přes VD Orlický byl proveden návrh 3 alternativních receptur betonové směsi (Tab. 1). U navržených receptur byla provedena řada zkoušek (průkazní zkoušky) s cílem stanovit mechanické charakteristiky betonu – pevnost v tlaku, modul pružnosti (Tab. 2), stanovit charakteristiky vzduchových pórů a hloubky průsaku a stanovit mrazuvzdornost betonu. Dále bylo nutné u navržených receptur ověřit riziko vzniku příliš vysokých

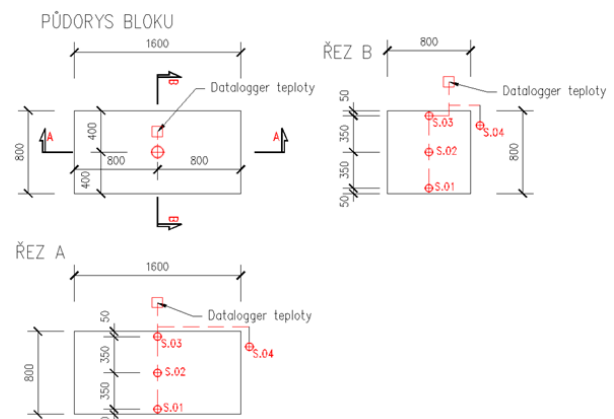
teplot v masivu monolitického betonového tělesa. Proto bylo provedeno měření teplot od hydratačního tepla na zkušebních betonových vzorcích na betonárně v Táboře.

Pro návrh železobetonového masivu bylo nutné ověřit zvolené receptury betonové směsi s ohledem na nově zaváděné typy cementů (CEM II/A-LL 42,5 R Radotín, CEM II/B-S 32,5 R Radotín).

Tabulka 1: Obsah cementu v jednotlivých recepturách

Pevnostní třída betonu:	C 45/55	C 45/55-90d	C 45/55-90d
Číslo receptury:	558448	558448_2	558448_3
Označení receptury:	SMĚS 1	SMĚS 2	SMĚS 3
CEM II/A-LL 42,5 R Radotín	kg / m ³ 465	0	0
CEM II / B-S 32,5 R Radotín	kg / m ³ 0	465	405
Microsilika (pytlovaná)	kg / m ³ 0	0	20

Pro ověření teplot od hydratačního tepla byly zvoleny formy betonových bloků o rozměrech 80×80×160 cm, které simulují masivní betonovou konstrukci (Obr. 4). V řezu tělesa jednotlivých zkušebních betonových bloků byly umístěny 3 ks teplotních čidel. Dále mimo konstrukci bloku bylo umístěno jedno referenční externí čidlo. Teplotní čidla (S.01–S.03) byla upevněna na pomocnou ocelovou trojnožku, která umožnila umístit čidla do požadovaných míst. Jednotlivá čidla byla umístěna dle schématu měřicí sestavy (Obr. 3). Teplotní čidlo (S.04) bylo umístěno v okolním prostředí v trvalém stínu.



Obrázek 3: Zkušební betonové bloky – rozmístění čidel

Pro záznam teploty byl využit Datalogger teploty Testo 176T4 (jeden datalogger má 4 měřící kanály). Záznam hodnot byl ukládán do energeticky nezávislé elektronické paměti. Odečet naměřených hodnot byl prováděn automaticky v intervalu 5 minut. Automatické odečítání teplot v masivu betonové konstrukce bylo ukončeno v době, kdy intenzita vnitřního tepelného zdroje z hydratačního cementu byla za dosaženým maximem teploty v jádře, kdy z tohoto údobí byl zjištěn průběh tzv. hydratační teploty.

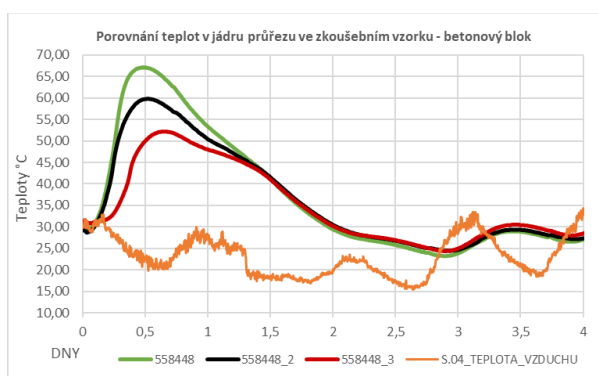


Obrázek 4: Zkušební betonové bloky – po betonáži

3.2. Vyhodnocení naměřených dat betonových bloků

Cílem experimentu bylo porovnání 3 alternativních receptur betonové směsi z hlediska vzniku maximálních teplot v masivu monolitického betonového tělesa a teplotních průběhů v čase. Uvedené hodnoty dávají ucelený přehled o teplotách stanovených na betonových blocích od okamžiku betonáže až do doby ukončení měření (Obr. 5). Betonáž proběhla dne 23.06. 2022. Měření pobíhalo po dobu 7 dní. Průměrná denní teplota okolního prostředí v období měření dosahovala hodnoty 26 °C. Průměrná noční teplota dosahovala hodnoty 20 °C.

Zvolené receptury betonové směsi obsahovaly kombinace různých typů cementů a přísad. Byla ověřena vhodnost nově zaváděných typů cementů (CEM II/A-LL 42,5 R Radotín, CEM II/B-S 32,5 R Radotín). U žádné receptury nebylo dosaženo příliš vysokých teplot, respektive byla splněna podmínka (Správy železnic; TKP Kapitola 17), že nejvyšší teplota nesmí přesáhnout 70 °C. Maximální dosažené teploty u jednotlivých směsí v betonovém vzorku po ukončení betonáže jsou uvedeny jsou v tabulce 2. Přitom teplota čerstvého betonu byla relativně vysoká (cca 30°C.) vzhledem k tomu, že vzorky byly betonovány za nepříznivých (příliš vysokých) teplot prostředí.



Obrázek 5: Porovnání teplot v jádru betonových bloků

Tabulka 2: Charakteristiky betonových směsí

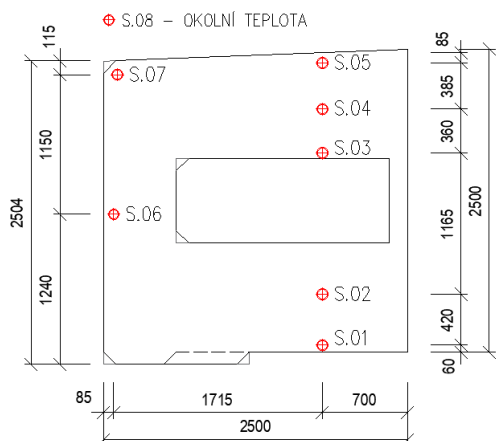
Pevnostní třída betonu	C 45/55	C 45/55-90d	C 45/55-90d
Číslo receptury:	558448	558448_2	558448_3
Označení receptury:	SMĚS 1	SMĚS 2	SMĚS 3
CEM II/A-LL 42,5 R RADOTÍN	kg / m ³ 465	x	x
CEM II/B-S 32,5 R RADOTÍN	kg / m ³ x	465	405
Microsilika (pytlovaná)	kg / m ³ x	x	20
Teplota vzorku betonu	°C 25,5	25,1	29,3
Maximální dosažená teplota	°C 67,2	59,8	52,2
Čas pro dosažení maximální teploty:	hod 13	15	15,5
Krychelná pevnost v tlaku po 2 dnech	MPa 39,7	27,6	23,8
Krychelná pevnost v tlaku po 7 dnech	MPa x	39,4	37,8
Krychelná pevnost v tlaku po 28 dnech	MPa 63	50,0	51,9
Krychelná pevnost v tlaku po 56 dnech	MPa x	54,5	56,4
Krychelná pevnost v tlaku po 90 dnech	MPa x	59,1	61,4
Modul pružnosti po 28 dnech	GPa 35,6	34,0	35,3
Modul pružnosti po 90 dnech	GPa x	34,9	36,8

Všechny navržené receptury splňují požadavky dle ČSN EN 206+A2, TKP17, ČSN P 73 2404. Z výsledků ověření vlastností betonu vyplývá, že pro návrh monolitického betonového tělesa oblouku železničního mostu z hlediska vzniku vysokých teplot se jeví jako nevhodnější použití směsi 3 (Obr. 5). Použití této receptury však naráží na některé technologické problémy na betonárně. Např. nelze na betonárně zajistit strojové zavedení microsiliky do míchačky apod. Dále u směsi 2 a 3, které obsahují cement CEM II/B-S 32,5 R Radotín nedosahuje beton takového nárůstu pevnosti jako beton s cementem CEM II/A-LL 42,5 R Radotín. Bylo by třeba pevnosti hodnotit až po 90 dnech, což je vzhledem k požadované rychlosti betonáže oblouku pro objednatele nepřijatelné. Proto receptura 1 vyšla pro použití na stavbu oblouku jako nejvhodnější, přestože u ní byly dosaženy nejvyšší teploty. Při výběru byla uvážena i skutečnost, že masivní části oblouku se budou betonovat v zimním období, kdy teploty čerstvého betonu budou podstatně nižší než u vzorků použitých pro porovnání receptur.

Na základě naměřených hodnot se použije pro betonáž zkušební lamely oblouku mostu směs 1 (receptura 558448). U této receptury byla provedena zkouška na zkušební lamele oblouku v měřítku 1:1.

3.3. Kontrolní měření na zkušební lamele

Na základě výsledků provedeného experimentu porovnání 3 alternativních receptur betonové směsi byla provedena dne 10.11.2022 zkouška na zkušebním tělese části oblouku v měřítku 1:1. Měřením byly stanoveny teploty ve vzorku monolitického betonového tělesa oblouku železničního mostu „Červená“ přes VD Orlik. V řezu tělesa bylo umístěno 7 ks teplotních čidel. Dále mimo konstrukci bloku bylo umístěno jedno externí čidlo. Teplotní čidla (S.01–S.07) byla upevněna pomocí elektroizolační pásky, která umožnila oddělení od ocelové konstrukce kotevního koše lamely. Umístění jednotlivých čidel bylo dle schématu měřicí sestavy (Obr. 6). Teplotní čidlo (S.08) bylo umístěno v okolním prostředí v trvalém stínu.



Obrázek 6: Zkušební lamela – rozmístění čidel

Pro záznam teploty byl využit Datalogger Testo 176T4 (jeden datalogger má 4 měřicí kanály). Záznam hodnot byl ukládán do energeticky nezávislé elektronické paměti. Odečet naměřených hodnot byl prováděn automaticky v intervalu 5 minut. Automatické odečítání teplot v masivu betonové konstrukce bylo ukončeno v době, kdy intenzita vnitřního tepelného zdroje z hydratujícího cementu byla za dosaženým maximum teploty v jádře, kdy z tohoto údobí bylo zjištěn průběh tzv. hydratační teploty.

Pro betonáž zkušební fyzikálního modelu byl použit beton C45/55 (směs 1; číslo receptury 558448), který obsahoval cement CEM II/A-LL 42,5 R Radotín. Celkové navržené množství cementu v betonové směsi činí 465 kg/m³.



Obrázek 7: Zkušební lamela po odbednění

3.4. Vyhodnocení naměřených dat zkušební lamely

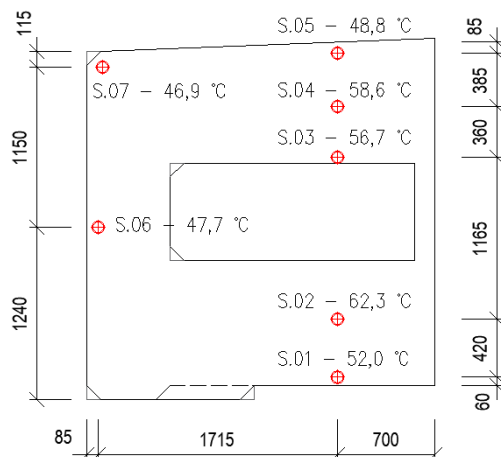
Měřením teplot ve zkušební lamelě se prokázalo, že maximální teplota dosažená v jádře průřezu dosáhla 62,3 °C. Tím byla splněna podmínka, že nejvyšší teplota nesmí přesáhnout 70 °C (SŽ, TKP Kapitola 17). Maximální hodnota byla dosažena v čase 33 hodin po ukončení betonáže (Tab. 3). Obr. 9 znázorňuje průběhy teplot jednotlivých čidel (S.01–S.08), které byly umístěny ve zkušební lamelě (Obr. 6) od okamžiku betonáže až do doby ukončení měření.

Obnednění zkušební lamely proběhlo 4 den od ukončení betonáže. Krátce po odbednění zkušební lamely byl naměřen největší teplotní rozdíl mezi čidlem S.02 a S.07, který dosáhl 25,4 °C (Obr. 10).

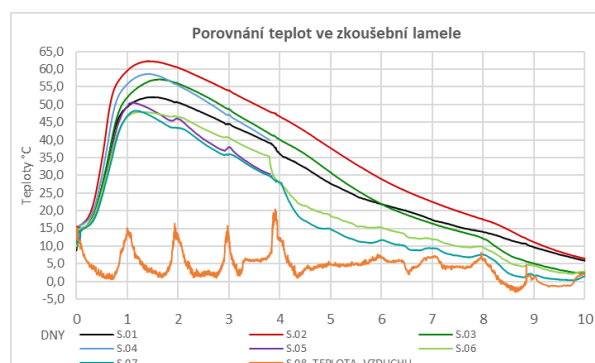
Dále byla v rámci betonáže zkušební lamely ověřena pevnost betonu v tlaku (Obr. 11) a modul pružnosti v čase (Obr. 12).

Tabulka 3: Základní naměřené výsledky

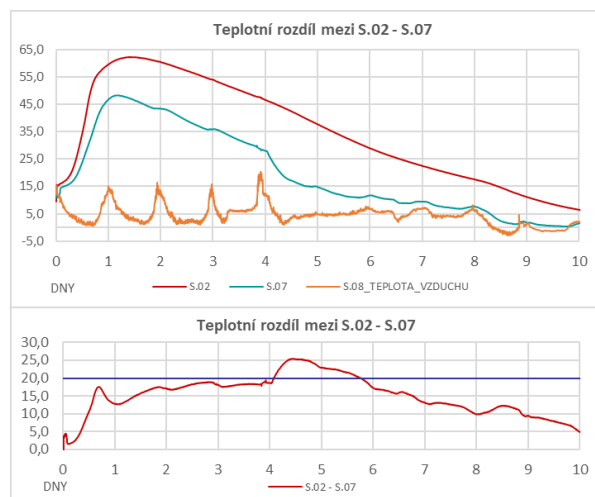
Pevnostní třída betonu:	C 45/55	
Číslo receptury:	558448	
Označení receptury:	SMĚS 1	
CEM II/A-LL 42,5 R Radotín	kg / m ³	465
Čas pro dosažení maximální teploty	hod	33
Průměrná teplota čerstvého betonu	°C	15
Maximální dosažená teplota	°C	62,3



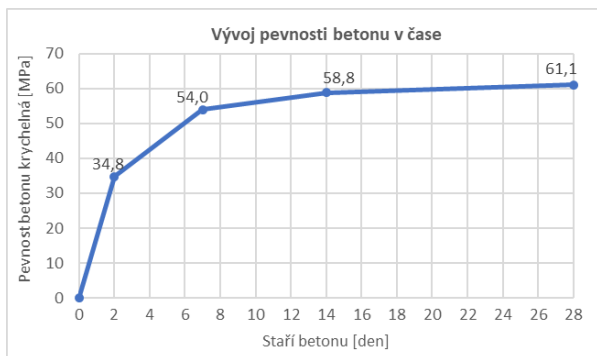
Obrázek 8: Teploty v jednotlivých čidlech max. (čidlo S.02)



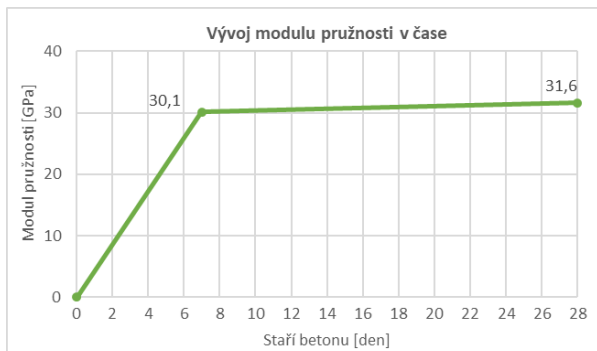
Obrázek 9: Teploty betonu jednotlivých čidel v čase



Obrázek 10: Naměřený teplotní rozdíl v čidlech S.02 a S.07



Obrázek 11: Krychlelná pevnost betonu zkušební lamely



Obrázek 12: Modul pružnosti betonu zkušební lamely

4. ZÁVĚR

Byly vyhodnoceny 3 receptury betonu třídy C45/55 určeného pro betonáž oblouku. Výsledky měření teplot od vývinu hydratačního tepla byly porovnány. Po uvážení technických technologických a klimatických podmínek betonáže oblouku byla vybrána receptura použitelná pro betonáž oblouku.

U zvolené receptury betonové směsi byla ověřena technologie betonáže na vzorku 1:1, včetně ověření maximální teploty betonu vlivem hydratačního tepla. Uvedené hodnoty dávají ucelený přehled o teplotách v masivu zkušebního betonového tělesa oblouku (lamely) mostu od okamžiku betonáže až do doby ukončení měření. Zvolená receptura betonové směsi obsahuje portlandský cement s vápencem (CEM II/A-LL 42,5 R Radotín). Celkové použité množství cementu v betonové směsi činí 465 kg/m³.

Na základě provedených experimentů, kde byly zhodnoceny 3 receptury se vybrala betonová směs, která vyhovuje po stránce technické, technologické i logistické. Za podmínek betonáže oblouku budou tak rizika vzniku vysokých teplot v oblouku minimalizována.

Poděkování

V článku byly částečně využity výsledky projektu SGS Číslo grantu: SGS22/035/OHK1/1T/11

Literatura

Görringer, J., *Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek. Technická zpráva*. SUDOP PRAHA, 2019.

NÁVRH VODONEPROPUSTNÉ KONSTRUKCE PODLE BD 28/87

Marek Potrebujes, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
marek.potrebujes@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá charakteristikou vodonepropustných betonových konstrukcí, tzv. bílých van, základní popis těchto konstrukcí a jak se bílé vany navrhují. Další část článku obsahuje popis Britské normy BD 28/87, která obsahuje návrh rozdělovací výztuže na namáhání čerstvého betonu v raném stádiu konstrukce.

Poslední část článku je věnována praktickému příkladu návrhu bílé vany při použití zmíněné Britské normy BD 28/87. Vyšetřovaná konstrukce je spodní stavba mostu na dálnici D5, kdy spodní stavba mostu je pod úrovní hladiny podzemní vody. Součástí článku je návrh detailů pracovních spár. Výsledky jsou shrnuty na konci článku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobeton • Trhliny • Spodní stavba • Vodonepropustná konstrukce

ABSTRACT

The article deals with the characteristics of watertight concrete structures, so-called white baths, the basic description of these structures and how white baths are designed. The next part of the article includes a description of British Standard BD 28/87, which includes the design of distribution reinforcement for stresses in fresh concrete at an early stage of construction.

The last part of the article is devoted to a practical example of the design of a white bath using the mentioned British Standard BD 28/87. The structure investigated is the substructure of a bridge on the D5 motorway, where the substructure of the bridge is below the water table. The article includes the design of the details of the working joints. The results are summarised at the end of the article.

KEYWORDS

Reinforced concrete • Cracks • Abutment • Waterproof structure

1. ÚVOD

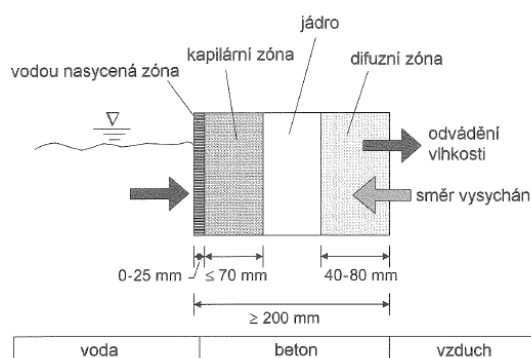
Vodonepropustné konstrukce neboli bílé vany jsou alternativním řešením hydroizolace spodní stavby. Tato betonová konstrukce má mimo své statické funkce i funkci hydroizo-

lační proti prosakující vodě. Základním principem těchto konstrukcí je, že vodonepropustnost je dosažena bez použití polovlakových hydroizolací. Proto je kladen významný důraz na provedení stavby, zvláště na správné navržení pracovních a smršťovacích spár, kde hrozí největší průsak vody.

2. BÍLÉ VANY

Bílé vany musí splňovat požadavky na únosnost, trvanlivost a použitelnost, které jsou přísnější než u klasických betonových konstrukcí. K docílení vodotěsnosti konstrukce je potřeba správně navrhnout dostatečné vyztužení prvku, což pomůže redukovat vznik trhlin, případně omezit šířku trhlin. Dále je potřeba navrhnout správné řešení těsnění pracovních, smršťovacích a dilatačních spár. Minimální tloušťka vodonepropustných konstrukcí je 250-300 mm, aby byly splněny minimální tloušťky jednotlivých vrstev, kde dochází ke kapilárnímu proudění vody.

Při návrhu bílé vany se předepisuje vodotěsnost betonu, které je daná hloubkou průsaku. Model podmínek v průřezu betonového prvku lze rozdělit na čtyři části – vodou nasycená zóna, kapilární zóna, jádro a difuzní zóna (viz Obrázek 1).



Obrázek 1 Pracovní model podmínek vlhkosti v průřezu jednostranně vystaveného tlakové vodě [TP ČBS 04]

Na návodní straně nejprve vzniká zóna, do které vniká voda hydrostatickým tlakem, tento jen se nazývá permeace. Hloubka této zóny závisí na výšce vodního sloupce, kvalitě betonu a podílu vlhkosti v betonu. Hloubka nasycení volnou permeací je omezená, protože se beton postupně sám utěsňuje a

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc, FEng.

stává se méně propustným. Tento jev platí pouze za předpokladu, že je konstrukce trvale pod vodou. Pokud se voda objevuje jen dočasně, pak vzniká nepříznivá situace, kdy k utěsnění nedojde. V kapilární zóně proniká voda kapilárně. Hloubka této zóny je závislá na kvalitě betonu, délce trvání působení vody a podílu vlhkosti v betonu. Další zóna se nazývá jádro. Pokud je tloušťka konstrukce dostačující, dochází k rovnovážnému stavu přenosu vlhkosti. Poslední zóna je difuzní, ve které se uvolňuje vlhkost z betonu do okolního ovzduší difuzí vodních par.

Funkci bílých van významně ovlivňují trhliny v betonové konstrukci. Průsak vody betonovým prvkem je závislý na šířce trhliny a hydraulickém spádu vody. Velikost trhlin je ovlivněna stupněm vyztužení a způsobem provedení konstrukce a ošetřováním čerstvého betonu. Trhliny se tvoří hlavně v raném stádiu tuhnutí a tvrdnutí betonu od smrštění. Vznik trhlin je závislý na tahové síle přenášené konstrukčním prvkem (např. základová deska). Tato tahová síla vzniká často od omezení deformací. Je proto třeba umožnit deformaci konstrukčního prvku a snížit tak tahovou sílu. Tak se dosáhne i nižšího stupně nutného vyztužení. Této problematice se věnuje tento článek.

Nedílnou součástí návrhu bílé vany jsou i detaily spojené s těsněním pracovních, smršťovacích a dilatačních spár. Základem těsnosti spár je jejich čistota. Při provádění je nutné očistit plochu spáry, kdy je potřeba před betonáží další etáže zbavit povrch vyplaveného a usazeného cementového mléka a spára musí být zdrsněna. Dále se do pracovních spár vkládají těsnicí prvky, které se dělí na pasivní a aktivní systémy. Mezi pasivní systémy těsnění spár patří plechy nebo PVC pásy. Aktivními prvky těsnění spár patří bentonitové pásy nebo expanzní profily z hydrofilních polymerů. Tyto prvky se při styku s vodou rozpínají a tím utěsňují pracovní spáru.

3. BRITSKÁ NORMA BD 28/87

Britská norma *BD 28/87 Early thermal cracking of concrete* se zabývá vývojem trhlin v raném stádiu tuhnutí a tvrdnutí betonu, ke kterému dochází při namáhání prvku hydratačním teplem v betonové směsi. Norma je součástí souboru norem pro návrh silnic a mostů. Tato norma doplňuje normu *BS 5400: Part 4 for the control of thermal cracking of concrete by means of additional distribution reinforcement*.

Rané objemové změny betonu jsou nedílnými jevy všech betonových konstrukcí vlivem hydratačního tepla betonu. Nejprve se beton rozpíná, protože vývoj hydratačního tepla převyšuje rychlost, s jakou je teplo odváděno. Jakmile se beton ochladí na okolní teplotu ovzduší a dojde ke smrštění průřezu. Pokud je zabráněno volné deformaci prvku při smršťování, vznikají v průřezu tahová napětí, které vedou k tvorbě trhlin na povrchu betonu. Tyto trhliny lze omezit snížením objemových změn (např. ošetřováním betonu), napětí, předpětím nebo rozdělovací výztuží. Ve většině případů je použití rozdělovací výztuže nejefektivnější a nejekonomičtější způsob, jak omezit rozvoj trhlin v raném stádiu tvrdnutí nezralého betonu. Rozdělovací výztuž je nutné umístit co nejbližší povrchu betonu, musí mít plnou požadovanou kotevní délku a musí být rovnoměrně rozdělena po obvodu průřezu. Podle zkušeností je efektivnější použít menší průměry výztuže s menší osovou vzdáleností než větší průměry výztuže při větší osové vzdálenosti.

3.1. Požadavky na vyztužení – prognózní metoda

Aby bylo možné kontrolovat vzdálenosti trhlin, musí být průřez dostatečně dimenzován, aby nedošlo k překročení tahové pevnosti nezralého betonu. Toho se dosáhne splněním podmínky:

$$A_s f_y \geq f_{ct}^* A_c \quad (1)$$

$$A_s = \frac{f_{ct}^* A_c}{f_y} \quad (2)$$

kde A_s je plocha výztuže v daném směru, která brání ranému rozvoji trhlin, tato výztuž by měla být rovnoměrně rozmístěna po obvodu průřezu, A_c je efektivní plocha betonu, f_y je charakteristická pevnost betonářské výztuže, f_{ct}^* je tahová pevnost nezralého betonu, kterou lze uvažovat jako $0,12 (f_{cu})^{0,7}$, f_{cu} je charakteristická krychelná pevnost betonu.

Efektivní plocha betonu A_c je obvykle jako plocha průřezu.

Výpočet minimální plochy výztuže je dán vztahem:

$$A_s = \frac{f_{ct}^* A_c}{f_b} \frac{\phi}{2w} [R (\varepsilon_{sh} + \varepsilon_{th}) - 0,5\varepsilon_{ult}] \quad (3)$$

kde f_b je průměrná pevnost spolupůsobení nezralého betonu a výztuže, ϕ je průměr výztuže, w je maximální šířka trhliny, ε_{sh} je přetvoření od smršťování, ε_{th} je teplotní přetvoření, ε_{ult} je maximální přetvoření betonu v tahu, které lze uvažovat 0,0002, R je vliv založení bránící smršťování.

Poměr tahové pevnosti nezralého betonu k průměrné pevnosti spolupůsobení mezi nezralým betonem a výztuží f_{ct}^* / f_b lze brát jako: 1,00 pro hladkou výztuž, 0,80 pro typ 1 povrchové úpravy výztuže, 0,67 pro typ 2 povrchové úpravy výztuže. Klasifikace typů výztuže musí být v souladu s normou BS 5400 část 4, bod 5.8.6.1. Pro žebírkovou výztuž, které se běžně používá v ČR se uvažuje hodnota 0,80 pro typ 1.

Přetvoření od smršťování ε_{sh} se uvažuje pro běžné podmínky hodnotou 0,5 ε_{ult} .

Teplotní přetvoření ε_{th} je dáno vztahem:

$$\varepsilon_{th} = 0,8 \alpha (T_1 + T_2) \quad (4)$$

kde α je koeficient teplotní roztažnosti betonu, $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$ pro běžný beton, T_1 je krátkodobý rozdíl teploty od hydratační špičky vůči okolí, T_2 je dlouhodobý rozdíl teploty vůči okolí na roční minimum.

Typické hodnoty teplot T_1 pro betonové prvky z běžného portlandského cementu do tloušťky 500 mm jsou vypsány v Tabulka 1. Pro průřezy tlustší než 500 mm se hodnoty teplot v Tabulka 1 zvýší o $10 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Tabulka 1 Typické hodnoty teplot T_1 [$^\circ\text{C}$]

Množství cementu [kg/m ³]	Ocelové bednění		Bednění z 18 mm překližky	
	Zima	Léto	Zima	Léto
300	12	18	20	28
350	15	23	27	35
400	17	27	32	43

Typické hodnoty teplot T_2 pro betonáž v létě jsou $20\text{ }^\circ\text{C}$ a pro betonáž v zimě $10\text{ }^\circ\text{C}$. Pokud jsou vzdálenosti dilatačních spár menší než 15 m, stejně tak, pokud je prvek vystaven stejným klimatickým podmínkám jako prvek zamezujícímu pohybu (např. základová deska, která brání pohybu a stěny), lze vliv teplot T_2 zanedbat.

Hodnota R představuje míru omezení laterálního a smršťovacího pohybu betonového prvku. Hodnota součinitele závisí na okrajových podmínkách konstrukce. Typické hodnoty R jsou uvedeny v Tabulka 2.

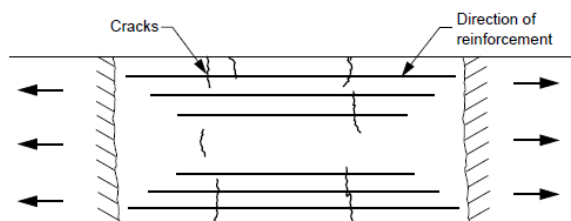
Tabulka 2 Okrajové podmínky

Okrajové podmínky		Hodnoty R
Vnější	Betonáž na podkladní beton	0,2
	Komorový nosník betonovaný ve fázích	0,5
	Stěna betonovaná na základ	0,6
	Trám betonovaný na kraji desky	0,8
	Výplňové stěny	1,0
Vnitřní		0,5

3.2. Uspořádání výztuže pro různé okrajové podmínky

3.2.1. Vnější okrajové podmínky na koncích prvku

Pro průřez, kde jsou trhliny způsobeny vnějšími okrajovými podmínkami na koncích prvku viz Obrázek 2, musí být výztuž umístěna po celém prvku kolmo k bránícím hranám. Plocha výztuže A_s , která je nezbytná pro splnění požadavků podle (1) a (3), musí být umístěna podélně po průřezu.

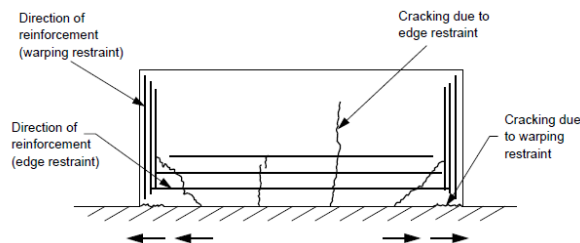


Obrázek 2 Vnější okrajová podmínka na koncích prvku [BD 28/87]

3.2.2. Vnější okrajové podmínky na kontaktu s podkladem

Pro průřez, kde jsou trhliny způsobeny vnějšími okrajovými podmínkami na kontaktech s podkladem prvku viz Obrázek 3, musí být výztuž umístěna rovnoběžně s plochou podkladu. Pokud poměr délky ku výšce je větší než 2:1, musí být výztuž rozprostřena po celé výšce prvku. V opačném případě, pokud je poměr délky ku výšce menší než 2:1 a nedochází k odtržení konců prvku, musí být výztuž umístěna pouze v polovině prvku, který přiléhá k podloží. Plocha výztuže A_s , která

je nezbytná pro splnění požadavků podle (1) a (3), musí být umístěna v podélně po průřezu. Kromě výztuže rovnoběžné s podkladní plochou, musí být výztuž o stejné ploše A_s umístěna na koncích prvku, která je kolmo k podkladní ploše prvku. Tato výztuž musí mít délku rovnající se délce menší z těchto hodnot: výšky průřezu nebo 0,2násobku celkové délky prvku.



Obrázek 3 Vnější okrajová podmínka na kontaktu s podkladem a odtržení konců prvku [BD 28/87]

4. PRAKTICKÝ PŘÍKLAD

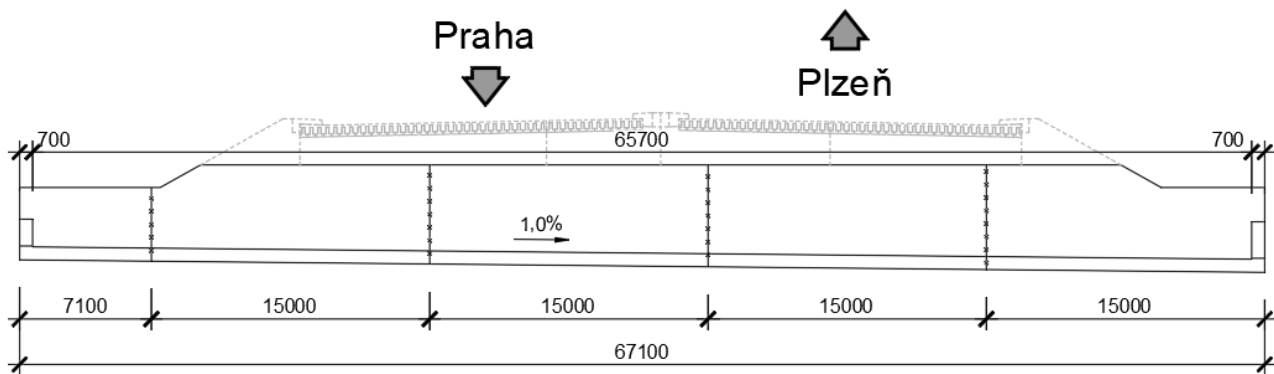
Pro demonstraci zmíněné normy je vybrán praktický příklad rekonstrukce stávajícího mostu na dálnici D5 v úseku Rudná u Prahy. Předmětem příkladu je návrh spodní stavby, která se nachází pod hladinou podzemní vody, proto je nutné navrhnout konstrukci jako bílou vanu.

4.1. Popis konstrukce

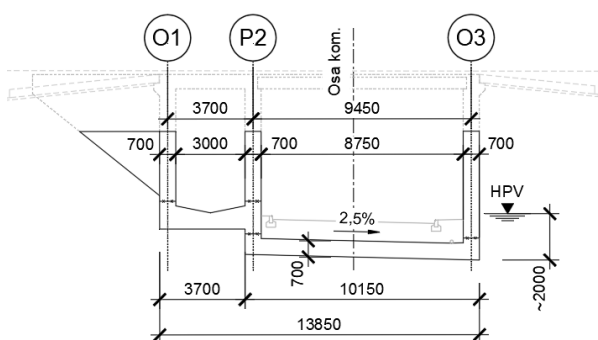
Stávající dálniční most a konstrukce bílé vany pod mostem budou nahrazeny jedním novým mostním objektem plnící funkci obou stávajících konstrukcí. Přemostřovanou překážku tvoří účelová komunikace spojující dálniční odpočívky Rudná a Drahelčice a koryto bezejmenné vodoteče. Stávající bílá vana bude odstraněna a nahrazena novou, která bude tvořena nosnou konstrukcí mostu, respektive opěrami, křídly a základovou deskou.

Za konstrukci mostu byl zvolen uzavřený plošně založený monolitický železobetonový rám se dvěma mostními otvory. Nosná konstrukce je směrově rozdělena se společnými opěrami a spodní deskou, které tvoří vodotěsnou bílou vanu, ve které je vedena přemostřovaná komunikace.

Geometrie spodní stavby vychází z geometrie mostu obrázky 4 a 5. Stěny v podélném směru jsou tloušťky 700 mm, spodní deska je tloušťky 700 mm, teoretická šířka je 9450 mm a délka konstrukce je 67100 mm. S ohledem na úroveň hladiny podzemní vody je nutné ověřit, zda konstrukce není nadzvedávána hydraulickým vztlakem. Ve výpočtu je uvažována vlastní tíha spodní stavby, která vzdoruje vztlakové síle od vody. Důvodem tohoto ověření je, že spodní stavba bude betonována v první stavební sezóně a zbytek nosné konstrukce bude betonována v druhé stavební sezóně.



Obrázek 4 Příčný řez [PD – Oprava mostů D5-005..1-2]



Obrázek 5 Typický podélný řez [PD – Oprava mostů D5-005..1-2]

4.2. Posouzení nadzvednutí spodní stavby

Na základě geologických sond byla naměřena hladina podzemní vody 2,0 m nad úroveň spodní hrany základové desky. Výpočet vztlakové síly je následující:

$$F_{vz} = A_{desky} \times \gamma_w \times h_w = 67,1 \times 10,15 \times 10 \times 2,0 = 13743 \text{ kN} \quad (5)$$

kde A_{desky} je plocha základové desky, γ_w je objemová tíha vody, h_w je výška vodního sloupce.

Výpočet tíhy konstrukce:

- Deska

$$F_{Gd} = A_{desky} \times \gamma_c \times h_d = 67,1 \times 10,15 \times 25 \times 0,7 = 12025 \text{ kN} \quad (6)$$

- Stěny

$$F_{Gs} = 2 \times A_{stěn} \times \gamma_c \times h_s = 2 \times 67,1 \times 0,7 \times 25 \times 5,0 = 11743 \text{ kN} \quad (7)$$

- Celkem

$$F_G = F_{Gd} + F_{Gs} = 12025 + 11743 = 23768 \text{ kN} \quad (8)$$

kde γ_c je objemová tíha betonu.

Výpočet bezpečnostního koeficientu R:

$$R = \frac{F_G}{1,35 \times F_{vz}} = \frac{23768}{1,35 \times 13743} = 1,28 \quad (9)$$

Při ustálené úrovni hladiny podzemní vody nedojde k nadzvednutí během výstavby spodní stavby. V definitivním

stavu je konstrukce zatížena mostem a bezpečnost je vyšší. Pokud by koeficient R nižší než 1,0, bylo by nutné opatřit spodní stavbu přitížením, aby nedošlo k nadzvednutí.

4.3. Posouzení šířky trhliny

Z důvodu, že se spodní stavba nachází pod úrovní hladiny podzemní vody, je stavba projektována jako bílá vana, tj. konstrukce musí splňovat mezní stav použitelnosti – maximální šířka trhliny. Maximální šířka trhliny je určena podle TP ČSB 04 – Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce, tab K3.1 – Souvislost mezi tlakovým spádem a výpočtovou šířkou trhliny. Tlakový spád je určen ze vztahu:

$$I = \frac{h_v}{h_b} \quad (10)$$

kde h_v je výška vodního sloupce a h_b je tloušťka konstrukce.

Tabulka 3 Výpočet tlakového spádu

Průřez	Tlakový spád
Deska/stěna 700 mm	2,85

Podle tabulky K.3.1 z TP ČSB 04 je tlakový spád nižší než hodnota 10, lze tedy uvažovat výpočtovou šířku trhliny w_{cal} 0,2 mm.

4.3.1. Návrh rozdělovací výztuže pro základovou desku

V následující Tabulka 4 je shrnutí vstupů pro výpočet rozdělovací výztuže pro základovou desku podle BD 28/87.

Tabulka 4 Vstupní hodnoty pro výpočet rozdělovací výztuže

Veličiny	Hodnoty
Šířka průřezu	1000 mm
Tloušťka průřezu	700 mm
Efektivní plocha betonu	500000 mm ²
Vyztužení	Ø 20 mm
Počet vložek	13,33 ks/m
Celková plocha výztuže	4189 mm ²
Char. pevnost výztuže	500 MPa

Char. krych. pevnost	45 MPa
Pevnost nezralého betonu v tahu	1,72 MPa
Minimální plocha výztuže pro kontrolu vzdálenosti mezi trhlinami	1724 mm ²
Maximální šířka trhliny	0,20 mm
Rezistentní faktor (betonáž na podkladní beton)	0,20
Krátkodobý rozdíl teplot T ₁	53 °C
Dlouhodobý rozdíl teplot T ₂	0 °C
Minimální plocha výztuže pro omezení šířky trhlin	435 mm ²

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} ; 4189 \text{ mm}^2 > 1742 \text{ mm}^2 \quad (11)$$

4.3.2. Návrh rozdělovací výztuže pro stěnu tloušťky 700 mm

V následující Tabulka 5 je shrnutí vstupů pro výpočet rozdělovací výztuže pro stěnu tloušťky 700 mm podle BD 28/87.

Tabulka 5 Vstupní hodnoty pro výpočet rozdělovací výztuže

Veličiny	Hodnoty
Šířka průřezu	1000 mm
Tloušťka průřezu	700 mm
Efektivní plocha betonu	500000 mm ²
Vyztužení	Ø 25 mm
Počet vložek	16 ks/m
Celková plocha výztuže	7854 mm ²
Char. pevnost výztuže	500 MPa
Char. krych. pevnost	45 MPa
Pevnost nezralého betonu v tahu	1,72 MPa
Minimální plocha výztuže pro kontrolu vzdálenosti mezi trhlinami	1724 mm ²
Maximální šířka trhliny	0,20 mm
Rezistentní faktor (stěna betonovaná na základ)	0,60
Krátkodobý rozdíl teplot T ₁	53 °C
Dlouhodobý rozdíl teplot T ₂	0 °C
Minimální plocha výztuže pro omezení šířky trhlin	6632 mm ²

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} ; 7854 \text{ mm}^2 > 6632 \text{ mm}^2 \quad (12)$$

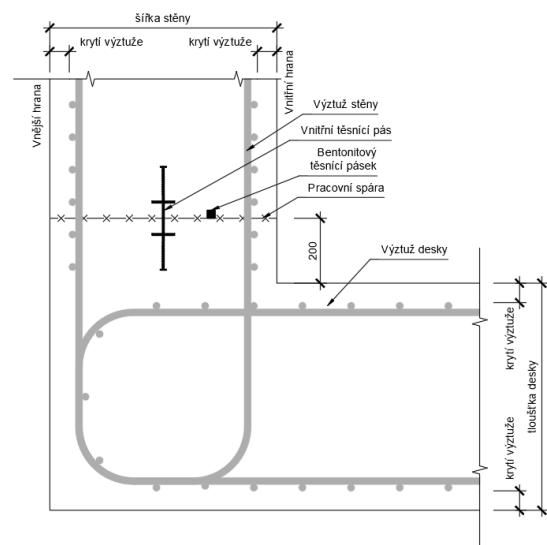
4.4. Shrnutí výsledků

Podle výpočtu vyhovuje navržená konstrukce požadavkům kritérií bílých van. Pro základovou desku je navržena rozdělovací výztuž Ø 20/150 mm (při jednom povrchu), pro stěny 700 mm je navržena výztuž Ø 25/125 mm (při jednom povrchu).

4.5. Detaily pracovních spár

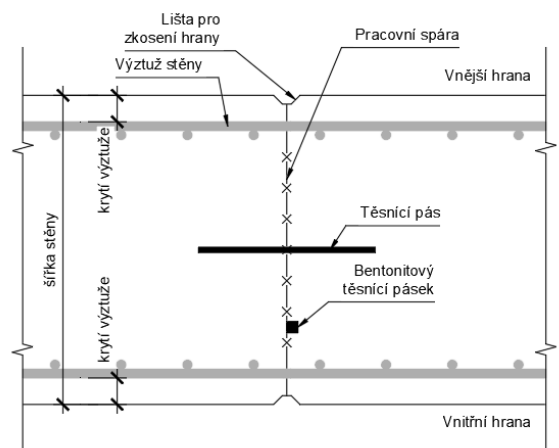
V rámci návrhu bílé vany je nutné navrhnout princip pracovních spár. Na následujících obrázcích jsou zobrazeny detaily pracovních spár.

Deska/stěna



Obrázek 6 Detail pracovní spáry - typ deska/stěna [PD – Oprava mostů D5-005..1-2]

Stěna/stěna



Obrázek 7 Detail pracovní spáry - typ stěna/stěna [PD – Oprava mostů D5-005..1-2]

Pracovní spáry jsou navrženy kombinací aktivní a pasivní ochrany proti průsaku vody. Pasivní systém je z těsnícího plechu nebo těsnícího PVC pásu. Aktivní systém ochrany je z bentonitového těsnícího pásu.

5. ZÁVĚR

Článek se zabýval stručným popisem bílých van. Dále obsahuje popis Britské normy BD 28/87 – *Early Thermal Cracking* a její následné použití na praktickém příkladu, který se věnoval návrhu bílé vany u mostní konstrukce na dálnici D5.

Příklad demonstruje jednoduchost návrhu rozdělovací výztuže při výpočtu bílé vany. Norma je dostupná na internetu. Mezi hlavní klady tohoto způsobu výpočtu je jednoduchost posouzení, ověřitelnost a rychlost, oproti tomu se jedná o konzervativní návrh, proto zde může dojít k předimenzování průřezu oproti přesnějším metodám. Přesnější metody jsou například nelineární výpočty ve výpočetních programech, avšak zde je potřeba znát přesné okrajové podmínky zadané úlohy, dále

cena pořízení softwaru a v neposlední řadě ověřitelnost výsledků.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří projekční kanceláři MottMacDonald CZ za poskytnutí projektové dokumentace mostu D5-005..1-2.

Reference

- Českomoravský beton, a.s., (2012-2023) *Krok za krokem: realizace vodonepropustných betonových konstrukcí, tzv. bílé vany*, dostupné z: <https://www.transportbeton.cz/krok-za-krokem-realizace-vodonepropustnych-betonovych-konstrukci-tzv-bile-vany.html>
- Izolace.cz, (2000-2022), *Betonové vodonepropustné konstrukce*, dostupné z: <https://www.izolace.cz/clanky/betonove-vodonepropustne-konstrukce/>
- Technická pravidla ČBS 04: *Vodonepropustné betonové konstrukce*, (2015)
- BD 28/87: *Early Thermal Cracking, Annex B*, (2014)
- Projektová dokumentace: *D5 – Oprava mostů D5-005..1-2*, (2022), MottMacDonald Czech Republic

EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM VLASTNOSTÍ KOTEVNÍCH PROSTŘEDKŮ ZABUDOVANÝCH V UHPFRC

Jan Prchal¹

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
jan.prchal.1@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

V článku je popsán úzce zaměřený výzkum chování předem zabetonovaných kotevních prostředků v materiálu UHPFRC (Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete) při statickém zatěžování. Nejprve je stručně zmíněn současný stav řešení problematiky a související experimentální studie, na které je v práci částečně navázáno.

Následně je dokumentován experimentální program, jehož cílem bylo detailněji popsat chování kotevních oblastí cementového kompozitu. Celkem bylo provedeno 45 vytrhávacích zkoušek. V rámci zkoušení byl sledován vliv objemového zastoupení vláken v matici UHPC (v_f), efektivní hloubka zapuštění kotevního přípravku (h_{ef}) a také poloha kotvy vzhledem k postupu betonáže.

Závěrem jsou dokumentovány výsledky, uvedeny jsou tvary deformovaných oblastí, grafy závislosti síly na deformaci a shrnující tabulky. Článek uzavírá diskuse nad dosaženými výsledky spolu s dalšími možnými směry řešení problematiky.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPFRC • kotvení • experiment • vlákna • betonový kužel

ABSTRACT

This paper details a narrowly focused study of the behaviour of cast-in anchors in Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC) under monotonic tension. Firstly, the current state of the art and the related experimental studies are described, which are shortly referred to in the paper.

Subsequently, the experimental program is documented to describe in detail the behavior of the fastenings in the cementitious composite. A total of 45 pull-out tests were performed. The influence of the fiber quantity in volume (v_f), the effective embedment depth of the anchor (h_{ef}) as well as the position of the anchor relative to the casting were investigated.

Finally, the results are documented, the shapes of the deformed specimens, load-displacements curves and summary tables are presented. The paper concludes with a discussion of the results and further directions for solving the problem.

KEYWORDS

UHPFRC • Fastening • Experiment • Fibers • Concrete Cone

1. ÚVOD

Ačkoli bylo tématu kotvení v betonu běžných pevností věnováno hodně pozornosti, problematika kotevních oblastí v moderním cementovém kompozitu Ultra High-Performance Concrete (UHPC) není zdaleka ještě probádaná. Přitom právě materiál UHPC umožňuje návrh štíhlých, tenkých a vůbec úsporných konstrukcí, které jsou (alespoň prozatím) z větší části vyráběny jako prefabrikáty, a tudíž po vybetonování vyžadují manipulaci, transport a uložení na finální místo určení. Návrh manipulace, resp. kotevního přípravku, představuje u mnohých konstrukčních prvků z UHPC zásadní krok, který je z hlediska dimenze dílce zcela zásadní. Na základě těchto faktů považují za důležité se hlouběji věnovat problematice kotvení v materiálu UHPC.

V tomto textu je blíže popsán experimentální program, jehož uskutečnění bylo iniciováno absencí podkladů pro efektivní navrhování kotvení v prvcích z UHPC. Vzhledem k rozsahu tohoto textu mohl být dokumentován jen zlomek výsledků provedených zkoušek, proto bylo snahou přiblížit alespoň zásadní aspekty, které výraznou měrou ovlivňují chování tahem namáhaných kotevních prvků předem zabudovaných ve vzorcích z UHPFRC.

2. STAV BĀDÁNÍ

Problematika kotvení v betonu je velice rozsáhlá a výzkum lokálního namáhání běžného betonu skrze kotevní prostředky probíhá celé dekády. Když se blíže zaměříme na oblast ultravysokohodnotných betonů, existuje na toto téma pár experimentálních studií, které se liší velikostí zkušební vzorku, typem a velikostí kotevního přípravku a samotnou recepturou betonu. Vzájemné porovnání je komplikované. Společným rysem je způsob namáhání betonu (osový tah), resp. kotevního prostředku, proto se v této studii částečně vychází z těchto výzkumů a na výsledky je do určité míry navázáno.

Podrobný přehled experimentů, které byly doposud realizovány s kotevními prvky předem zabudovanými v UHPFRC,

¹ Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

je spolu s vlastnostmi materiálu uveden v tabulce. Tabulka 1 obsahuje pouze parametry UHPC s ocelovými drátky.

Ve studii (Choi, et al., 2015) je sledován vliv hloubky zapuštění kotvy h_{ef} a vzdálenosti kotvy od okraje tělesa c_{al} na tahovou a smykovou únosnost kotevní oblasti. Srovnání UHPC a HSC (vysokohodnotného betonu) je provedeno ve studii (Lu, et al., 2021), kde jsou provedeny výhradně tahové

Tabulka 1: Porovnání experimentálních programů kotevních prostředků v UHPFRC

Autor, rok	v_f [%]	L_f/d_f [mm]	f_{cc} [MPa]	f_{ct} [MPa]	Rozměry vzorku [mm]	Úhel roznosu zatížení [°]	d_s [mm]	h_{ef} [mm]
(Choi, et al., 2015)	2,0	13/0,2	199 ²	15,3	600x600x100	22,88	20	30; 40; 50; 60; 70
(Lu, et al., 2021)	2,0	13/0,2	126,7 ³	7,2 ⁴	250x250x100	20,1 až 24,0	20; 22	50; 70; 33; 55; 77
(Li, et al., 2022)	1,0	12,9/0,2	109,47	různé ⁵	Válec 270x120	24,4 až 30,0	13; 16	35; 50; 65

2.1. Stanovení únosnosti

Dílkým výsledkem studie (Choi, et al., 2015) je vztah pro predikci únosnosti betonového kuželu, která je založena na tlakové pevnosti materiálu, což je přístup vyskytující se ve většině návrhových norem pro kotvení v běžném betonu.

$$N_u = 16,74 \cdot \Psi_{UHPFRC} \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (1)$$

$$\Psi_{UHPFRC} = 1,56$$

(Lu, et al., 2021) bere při stanovení maximálního zatížení kromě tahové pevnosti UHPFRC i objemové zastoupení vláken v_f , které je ve vztahu (2) zohledněno součinitelem k . I přes zavedení tohoto součinitele však jsou dostupné výsledky pouze s $v_f = 2,0\%$.

$$N_{bf} = k f_t \pi h_{ef}^{1,5} \quad (2)$$

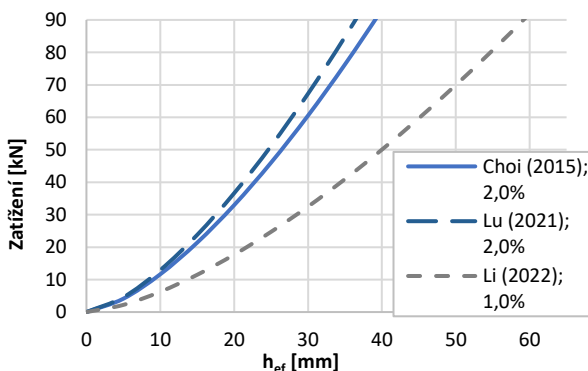
$$k = 2,8 v_f + 12,5$$

(Li, et al., 2022) stanovuje únosnost s využitím tahové pevnosti UHPFRC:

$$N_{u,cm} = k_c \cdot f_t \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (3)$$

$$k_c = 15,5$$

Výše uvedené vztahy jsou níže shrnuty do jednoho grafu:



Obrázek 1: Závislost síly na (h_{ef}) podle studií, dle 2.1

² Ošetřování párou po 72 h při 90°C.

³ Na krychli 150x150x150 mm.

⁴ Na tělese typu dog-bone 100/50 mm

⁵ Pevnost v tahu za ohybu 12,78 MPa. Pevnost v příčném tahu 10,43 MPa.

zkoušky, přičemž je sledován vliv průměru kotvy d_s a hloubky h_{ef} . Ve studii (Li, et al., 2022) je sledováno chování kotev v UHPC, který je buď zcela bez vláken, s ocelovými drátky, nebo s ocelovými a hybridními (polymerními) vlákny. Spolu s proměnnou hloubkou h_{ef} a průměrem kotev d_s hodnotí mechanické vlastnosti kotevních oblastí.

3. VLASTNÍ EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM

3.1. Opodstatnění

Potřeba vlastního zkušebního programu plyne z celkově malého vzorku provedených zkoušek na poměrně novém typu materiálu. Zkoušky realizované v rámci výše vedených výzkumů jsou většinou 28denní. Kotevní oblasti, resp. přípravky, jsou ve většině případů namáhány výrazně dříve s odpovídajícími vlastnostmi betonu. Doposud nebyly provedeny srovnávací testy kotvení s parametry jako objemové zastoupení vláken v_f ve směsi, poloha kotvy vzhledem k postupu betonáže, a to spolu s proměnnou hloubkou h_{ef} .

3.2. Cíle a předpoklady zkoušek

V rámci experimentálního výzkumu byly testovány kotevní prostředky předem zabetonované ve vzorcích z UHPFRC s různým objemovým zastoupením ocelových vláken (v_f). Cílem tahových zkoušek bylo zjištění únosnosti kotevní oblasti vč. podrobného stanovení závislosti síly na posunu kotevního prostředku, přičemž:

- kotevní prostředky byly namáhány výhradně osovou tahovou silou,
- požadovaným způsobem porušení kotevní oblasti byl vytržení betonového kuželu,
- proměnnými byly stupeň vyztužení matrice UHPFRC (v_f), účinná hloubka zapuštění šroubu (h_{ef}) a poloha kotevního prostředku vzhledem ke směru betonáže,
- byl používán stále stejný typ kotevního šroubu,
- zkoušky byly provedeny ve stáří betonu 3 dny.

Před samotným plánováním a realizací experimentů byly přijaty předpoklady, které měly být zkouškami potvrzeny, respektive upřesněny:

- únosnost kotevní oblasti narůstá s vyšším stupněm vyztužení UHPC drátky (v_f) a s větší účinnou hloubkou zapuštění šroubu (h_{ef}),

- podstava vytrženého kužele (resp. úhel roznosu zatížení) se s narůstající pevností materiálu zvětšuje,
- podobně jako u desek dochází u dna formy k segregaci vláken (což má za následek lokální nárůst tahové pevnosti materiálu a zvýšení únosnosti), se předpokládá větší únosnost kotev umístěných u dna formy oproti kotvám zabetonovaným v hlazeném povrchu.

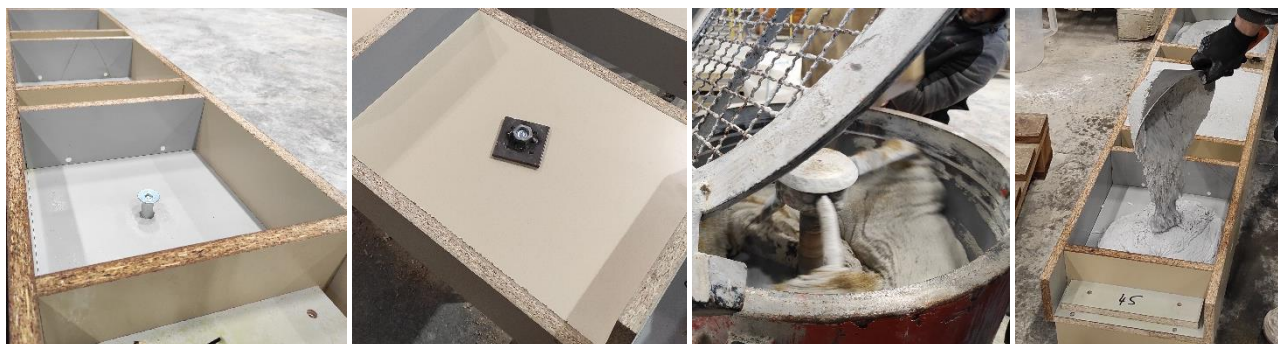
Výroba vzorků a zkoušky byly provedeny v období mezi prosincem 2022 a únorem 2023.

3.3. Zkušební vzorky

Pro zkoušky kotevních oblastí byly vyrobeny vzorky tvaru kvádry s rozměry 300 x 300 x 100 mm. Velikost zkušební vzorku byla zvolena s ohledem na hloubku zapuštění kotevního šroubu a předpokládaný roznos zatížení. V každém vzorku byl zabetonován jeden kotevní prostředek – šroub velikosti M16 s metrickým závitem a s kónickou hlavou (DIN7991), galvanicky pozinkované šrouby pevnostní třídy 10.9.⁶ Účinná hloubka zapuštění šroubů h_{ef} byla 25, 35 nebo 45 mm. Pro vyztužení matrice UHPC byla použita ocelová vlákna s objemovým zastoupením (v_f) 1,5 %, 2,0 % a 2,5 %, tj. přibližně 118, 157 a 196 kg/m³.

Tabulka 2: Složení UHPC pro zkoušky kotevních oblastí

Označení série	1,5 %	2,0 %	2,5 %
Datum výroby	05.12.22	13.02.23	09.01.23
Dávkování	[kg/m ³ výsledné směsi]		
Suchá složka (PREMIX) ⁷	2150	2148	2150
Superplastifikátor	37,5	35	37,5
Voda	137,5	143	140
Vlákna (0,2/14 mm)	118	157	196



Obrázek 2: Výroba vzorků pro zkoušky kotevních oblastí v UHPFRC ($v_f = 1,5 \%$)

⁶ Šrouby s kónickou hlavou byly zvoleny z několika důvodů. Na základě předchozích experimentů byla posouzena vhodnost šroubu pro maximalizaci únosnosti (Marek, 2017). Kruhový tvar hlavy šroubu je pro přenos síly do betonu vhodnější a zajišťuje rovnoměrnější přenos zatížení než např. šestihlanná hlava. Konicita hlavy je výhodná pro maximalizaci h_{ef} , zvláště u prvků z UHPC, jež vynikají štíhlostí a úsporou materiálu.

⁷ Suchá směs (i výsledný beton) má pro UHPC nebývalé bílou barvu, čehož je dosaženo použitím bílého cementu. UHPFRC bílé barvy vyniká mírným nárůstem pevnosti oproti šedé variantě. Při stejném typu ocelových drátků dosahuje bílé UHPC přibližně o 7 % vyšší pevnosti

Vzorky byly vyrobeny v běžných podmínkách provozny pro výrobu prefabrikátů.⁸ Pro míchání UHPC byla použita malá ruční míchačka o velikosti 250 l, případně standardní planetová míchačka. Dávkování složek shrnuje Tabulka 2.

Tabulka 3: Přehled zkušebních vzorků vč. těles pro zkoušky mechanických vlastností

Typ ⁹	v_f [%]	h_{ef} [mm]	Povrch	Počet zkoušek daného typu
15-25	1,5	25	dno formy	5
15-35	1,5	35	dno formy	5
15-45	1,5	45	dno formy	5
20-25	2,0	25	dno formy	3
20-25H	2,0	25	horní hlazený	3
20-35	2,0	35	dno formy	3
20-35H	2,0	35	horní hlazený	3
20-45	2,0 %	45	dno formy	3
25-25	2,5 %	25	dno formy	3
25-25H	2,5 %	25	horní hlazený	3
25-35	2,5 %	35	dno formy	3
25-35H	2,5 %	35	horní hlazený	3
25-45	2,5 %	45	dno formy	3

Ve dně formy byl vyvrtán otvor pro vložení šroubu. Pro zajištění svislosti šroubu byly vně spodního povrchu kotveny ocelové plotny s maticí M16 (Obrázek 2). Ve dvou sériích (2,0 % a 2,5 %) byl navíc sledován vliv polohy šroubu vzhledem ke směru betonáže vzorku, přičemž byly rozlišovány dva způsoby umístění šroubů: procházející dnem formy [F] (tzn. vyčnívající z povrchu od formy) a procházející hlazeným povrchem [H].¹⁰

v tlaku, kdežto pevnosti v tahu za ohybu jsou u obou materiálů srovnatelné.

⁸ Vzorky byly zhotoveny ve výrobně prefabrikátů společnosti KŠ PREFA s.r.o. ve Štětí.

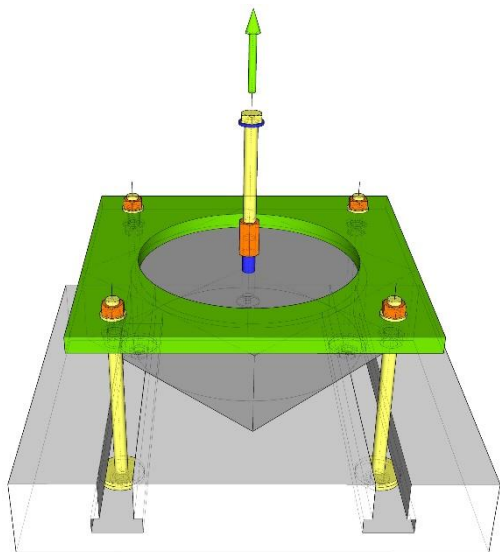
⁹ Typové značení je ve formátu XX-YYZ, kde XX je v_f , YY je h_{ef} a Z je doplňkové značení pro povrch s kotvou.

¹⁰ V případě umístění kotevního prostředku na straně hlazeného povrchu betonu [H] nebyla plocha v kontaktu s roznášecím plechem dokonale rovná jako v případě vzorků [F], nicméně na výsledné hodnoty únosnosti kotevních oblastí toto nemělo prakticky žádný vliv.

Spolu se vzorky byla vyrobena tělesa pro zjištění mechanických vlastností UHPC. Ke každé sérii byly zhotoveny 3 válce průměru 100 mm a výšky 200 mm (pro zjištění pevnosti v tlaku a modul pružnosti) a 3 trávce 100 x 100 x 400 mm (zjištění pevnosti v tahu za ohybu). Vzorky byly vyzkoušeny v laboratoři souběžně s probíhajícími zkouškami kotevnic oblastí. Průměrná tlaková pevnost na válcích byla kolem 96 MPa, modul pružnosti kolem 44 GPa. Podrobnější dokumentace je nad rámec tohoto textu.

3.4. Uspořádání a průběh zkoušek

Cílem zkoušek kotevnic oblastí bylo zjistit závislost lokálně působící tahové síly na deformaci. Zkouška byla navržena tak, aby došlo výhradně k porušení betonu – vytržení kuželu. Toho bylo docíleno způsobem uchycení betonového vzorku k podkladnímu roštu (Obrázek 3), výškou betonových vzorků a zároveň i materiálem šroubů s dostatečnou rezervou v únosnosti. Předpokládaná maximální síla byla odhadnuta dle dostupných modelů se zohledněním stáří betonu, viz 2.1. Vzorek byl kotven k podkladu pomocí ocelového plechu s kruhovým otvorem průměru 280 mm, jehož středem procházel vyčnívající závit zabetonované šroubu. Vzorek se pomocí ocelového kování spojil se zkušební liseň (Obrázek 4).



Obrázek 3: Schéma uchycení vzorku ke zkušebnímu roštu

V průběhu zkoušení byly měřeny a v čase zaznamenávány síla ve válci, posun válce a deformace kotevního šroubu pomocí dvou potenciometrických snímačů. Každý vzorek byl nejprve dvakrát zatěžován rychlostí 0,15 kN/sec na přibližně 30% predikované únosnosti a následně odtížen na hodnotu 1 kN. Následně probíhala zkouška do porušení vzorku řízená posunem 0,6 mm/min. Z každého vzorku byl zcela vytržen betonový kužel, nebo alespoň jeho část, pro zjištění tvaru deformační zóny. Výsledkem každého testu je přibližně celý pracovní diagram kotevní oblasti (viz část 3.5). V závěru zkoušení (při sledování sestupné zatěžovací větve) byla zkouška urychlena navýšením rychlosti zatěžování na 2,0 mm/min.

¹¹ Vzhledem k omezenému prostoru jsou vykresleny grafy zprůměrovaných výsledků (označené M). Průměrované grafy jsou sestaveny

3.5. Výsledky zkoušek

Celkem bylo zrealizováno 45 experimentálních zkoušek kotevnic oblastí. Základní přehled všech výsledků je uveden v tabulce (Tabulka 4). Výstupem z každého experimentu jsou závislosti deformace kotevní oblasti na působícím zatížení, které jsou znázorněny v grafech (Obrázek 5).¹¹ Dále potom tvary porušení kotevnic oblastí. Pro přehlednost jsou níže uvedené výsledky členěny podle zkušebních sérií (dle v_f).

Tabulka 4: Souhrn výsledků kotevnic oblastí

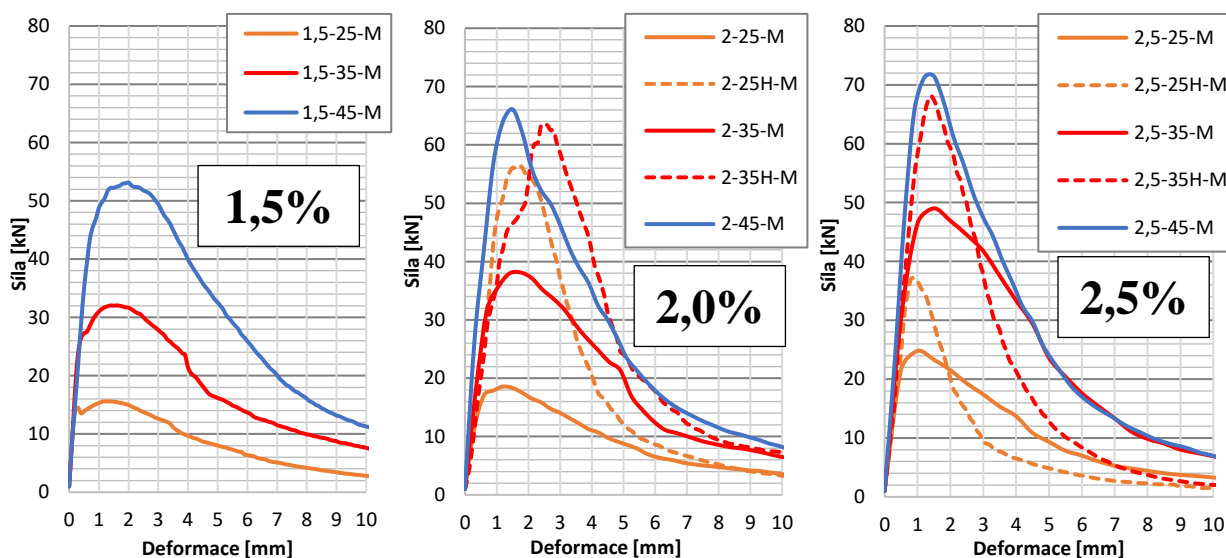
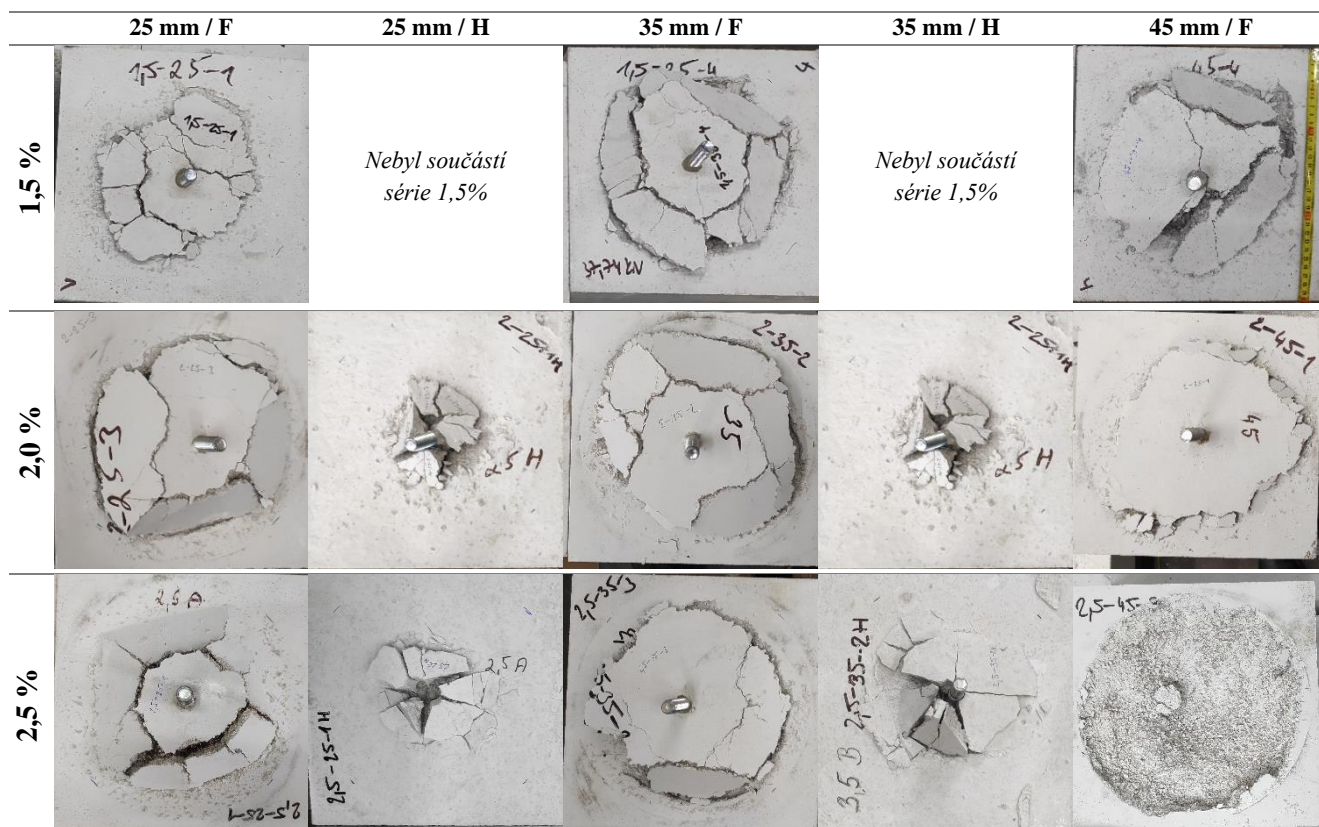
Typ vzorku (v_f -bet)	Počet vzorků	Únosnost [kN]			Směrodatná odchylka [kN]	Variační koefi- cient [%]
		Min	Max	Prů- měr		
15-25	5	15,0	21,5	16,6	2,8	16,9
15-35	5	26,9	37,7	32,2	5,0	15,5
15-45	5	52,9	54,3	53,6	0,6	1,1
20-25	3	17,8	19,8	18,7	1,0	5,5
20-35	3	35,7	41,9	38,3	3,2	8,3
20-45	3	58,4	73,5	66,5	7,6	11,4
20-25H	3	54,6	58,3	57,0	2,0	3,6
20-35H	3	64,2	70,9	66,8	3,6	5,3
25-25	3	22,2	26,7	24,9	2,3	9,4
25-35	3	42,6	57,7	49,2	7,7	15,7
25-45	3	71,8	78,0	74,4	3,2	4,3
25-25H	3	34,7	47,6	41,4	6,4	15,6
25-35H	3	65,3	72,9	69,6	3,9	5,6



Obrázek 4: Finální uspořádání zkoušek

jako aritmetické průměry působících sil F_i dohledaných pro danou deformaci u_i .

Tabulka 5: Tvar porušení vzorků, porovnání sérií (v_f) a efektivních hloubek (h_{ef}), od každého typu jeden zástupce



Obrázek 5: Pracovní diagramy kotevních oblastí dle série, zleva: 1,5 %; 2,0 % a 2,5 %

3.6. Zhodnocení výsledků

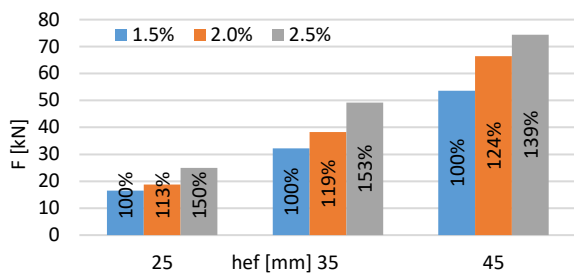
3.6.1. Vliv objemového zastoupení vláken v_f

Dle logického předpokladu dochází s přidáváním drátků k nárůstu únosnosti kotevní oblasti. Zvýšení maximálního dosaženého zatížení mezi jednotlivými sériemi vzorků (1,5%; 2,0% a 2,5%) je patrné při pohledu na graf (Obrázek 5). Drobné číselné srovnání maximálního zkušebního zatížení pro jednotlivé typy zkoušek nabízí tabulka (Tabulka 6). Následně budou získané výsledky ze zkoušek kotevních oblastí konfrontovány s mechanickými vlastnostmi betonu, které byly zjišťovány

spolu se zkouškami kotevních oblastí. Stejně tak budou porovnány dříve popsané vztahy pro stanovení únosnosti, část 2.1.

Tabulka 6: Porovnání únosností jednotlivých sérií (v_f)

h_{ef} [mm]	Maximální zatížení [kN]			Procentuálně k 1,5%		
	1,5%	2,0%	2,5%	1,5%	2,0%	2,5%
25F	16,6	18,7	24,9	100%	113%	150%
35F	32,2	38,3	49,2	100%	119%	153%
45F	53,6	66,5	74,4	100%	124%	139%



Obrázek 6: Porovnání únosnosti ve vztahu k v_f a h_{ef}

Dále je možné předpokládat, že s dalším přidáváním drátků do směsi UHPC (se zvětšováním v_f) nebude růst únosnosti tak prudký a patrně bude dříve docházet k technologickým potížím s rovnoměrným rozmícháním drátků při výrobě.

3.6.2. Vliv efektivní hloubky kotevního prostředku h_{ef}

Se zvětšováním efektivní hloubky se únosnost kotvy zvětšuje, což odpovídá původním předpokladům a také trendům nastíhnutým v části 2.1. Tabulka 7 zobrazuje, že nejvýraznější nárůst únosnosti mezi různými h_{ef} nastává u série se 2% drátků.

Tabulka 7: Porovnání únosností vzorků dle h_{ef}

v_f	Maximální zatížení [kN]			Procentuálně k 25 mm		
	25F	35F	45F	25F	35F	45F
1,5%	16,6	32,2	53,6	100%	194%	324%
2,0%	18,7	38,3	66,5	100%	205%	355%
2,5%	24,9	49,2	74,4	100%	198%	299%

3.6.3. Vliv umístění kotvy

Tvar vytržené betonové části vzorků s povrchem od formy F se na první pohled odlišuje od povrchu H (Tabulka 5), tedy hlazeného povrchu. Zcela odlišná je i velikost maximálního zatížení, kterého bylo dosaženo při zkoušce. Vzorky s kotevním prostředkem umístěným v povrchu H dosahují v průměru od 140 % do 304 % vyšší únosnosti oproti vzorkům F (v souladu s tabulkou - Tabulka 4). Zde se nepotvrdil původní předpoklad (3.2) o nárůstu pevnosti v povrchu F.

Vysvětlení je následující: při plnění forem dochází při kontaktu betonové směsi se dnem formy k usměrňování volně rozptýlených drátků, k tzv. stěnovému efektu. Vlákna se při tom orientují převážně rovnoběžně s formou. Tento jev má za následek logický nárůst tahové pevnosti v rovině dna formy a ekvivalentní pokles tahové pevnosti ve směru kolmém na tuto rovinu, což je směr namáhání kotevního prostředku.¹² Jelikož je větší část výztužných vláken v této oblasti orientována v rovině formy, nabývá vytržená oblast betonu větších rozměrů. Vodorovně usměrněné drátky aktivují při vytrhávání větší část betonu, která však nemá příliš velkou účinnost a tato oblast i přes svůj rozsah neodolává většímu zatížení.

Oproti tomu v horním hlazeném povrchu není patrný vliv usměrňování vláken v důsledku kontaktu s formou.¹³ Dle postupu betonáže a dalších technologických kroků při výrobě jsou vlákna rozptýlená více či méně rovnoměrně. Zatížení z kotevního šroubu se přenáší nejužší částí kotevní oblasti,

¹² Pozitivní vliv usměrnění vláken lze vhodně využít např. u ohýbaných prvků, kde je tažená část průřezu tvořena právě betonem s usměrněnými drátky.

kterou tvoří UHPC s drátky ve směru namáhání šroubu. Svisle orientovaných drátků je v hlazeném povrchu logicky více, proto je nejen únosnost celé oblasti výrazně vyšší, ale i deformovaná oblast nenabývá tak velkých rozměrů jako v případě povrchu od formy (F).

Zajímavé srovnání se nabízí u série 2%. Kotvy 25H (s hloubkou 25 mm a povrchem H) přesahují únosnost kotvy 35F. Kotvy 35H se dále dorovnávají 45F. Vhodnou kombinací hloubky h_{ef} , kotvy a povrchu, ve kterém je kotva zabudována, lze optimalizovat návrh manipulace konstrukčního prvku.

Dále je vhodné zdůraznit, že zmíněných výsledků bylo dosaženo na vzorcích výšky 100 mm, které byly vyráběny ručně v běžných podmínkách prefá provozovny. Při této výšce vzorku se jedná o markantní rozdíl mezi vlastnostmi betonu od hlazeného povrchu (H) a od povrchu od formy (F). Lze předpokládat, že se zmenšující se tloušťkou plošného prvku (v řádu mezi 20 a 50 mm) se budou rozdíly mezi oběma povrchy stírat. Toto je vhodným námětem pro další zpřesňující výzkum.

4. ZÁVĚR

V článku byla popsána příprava, realizace a hodnocení experimentální studie zaměřené na chování kotevních prostředků v kompozitu UHPFRC. Úvodem byly zmíněny dostupné studie, které se vztahují k problematice kotevních oblastí v UHPFRC. Podrobně byl v hlavní části článku dokumentován program zkoušek, který čítal 45 vzorků kotevních oblastí. Zkoušky byly zaměřeny na studium parametrů objemové zastoupení vláken ve směsi (v_f) a poloha kotevního prostředku vzhledem k betonáži, které v souvislosti s UHPC nebyly dosud publikovány.

PODĚKOVÁNÍ

Experimentální výzkum byl proveden za finanční podpory z prostředků studentské grantové soutěže v rámci projektu SGS23/039/OHK1/1T/11. Velký dík patří kolegům z Kloknerova ústavu ČVUT a ze společnosti KŠ PREFA za všestrannou pomoc při přípravě zkoušek a výrobě zkušebních vzorků.

Reference

- Choi, S., Joh, C. & Chun, S.-C., 2015. Behavior and strengths of single cast-in anchors in Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC) subjected to a monotonic tension or shear. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Svazek 19, p. 964–973.
- Li, F. a další, 2022. Pullout behavior of studs in ultra-high performance concrete with steel fibers and novel structural fibers. *Structures*, Svazek 44, p. 405–417.
- Lu, K. a další, 2021. Anchorage performance of bolt connection embedded in thin UHPC members. *Structures*, Svazek 34, p. 1253–1260.
- Marek, J., 2017. Testing of Shear Connectors for UHPC Slabs. *PhD Workshop, Department of Concrete and Masonry Structures*.

¹³ V horním povrchu však může nastat další usměrnění rozptýlené výztuže, např. při ošetřování, či při urovnávání horního povrchu betonového dílce.

APPLICABILITY OF SAF IN PRACTICE

Štěpán Šonka, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
stepan.sonka@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Formát SAF (Structural Analysis Format) je souborový formát, který umožňuje výměnu dat mezi různými programy a zlepšuje spolupráci v oblasti architektury, inženýrství a stavebnictví. Tento článek popisuje dva pracovní postupy, které využívají SAF jako formát pro výměnu dat mezi CAD a CAE programy. První pracovní postup představuje SCIA AutoConverter, cloudový software, který automatizuje proces převodu konstrukčních modelů (IFC) na validní analytické modely (SAF). Druhý pracovní postup popisuje použití SAF při výměně dat mezi Archicadem a CAE softwarem. Dále článek popisuje využití SAF při propojování různých softwarových aplikací v oblasti statiky, jako je propojení mezi SCIA Engineer a IDEA StatiCa nebo Frilo MWX+, tedy propojení mezi CAE a CAE. Všechny pracovní postupy jsou vyhodnoceny, jsou identifikovány přínosy a možnosti zlepšení. Celkově lze říci, že SAF je slibný formát pro výměnu dat v odvětví CAE se zaměřením na obor statické analýzy.

KLÍČOVÁ SLOVA

SAF • BIM • Automation • Statický Model Konstrukce • Výměna Dat

ABSTRACT

Structural Analysis Format (SAF) is a file format that enables data exchange between different software programs, improving collaboration in the architecture, engineering, and construction industry. This article highlights two workflows that use SAF as an exchange format between CAD and CAE software. The first workflow involves the SCIA AutoConverter, a cloud-based software that automates the process of converting structural models (IFC) to valid analysis models (SAF). The second workflow describes the use of SAF in data exchange between Archicad and CAE software. Furthermore, the article highlights the use of SAF in linking various software applications in the structural engineering field, such as link between SCIA Engineer and IDEA StatiCa or Frilo MWX+. All workflows are evaluated, benefits and improvement possibilities are identified. Overall, SAF is promising format in data exchange in CAE industry with focus on structural analysis discipline.

KEYWORDS

SAF • BIM • Automation • Structural Analysis Model • Data Exchange

1. INTRODUCTION

The Structural Analysis Format (SAF) is a file format used for exchanging structural analysis models and related data between different software applications. Invented by SCIA, a company of the Nemetschek Group, SAF has become increasingly popular in the architecture, engineering, and construction (AEC) industry due to its open-source nature and ability to seamlessly transfer data between different software programs. SAF allows for improved collaboration and reduces errors in the design process by enabling the exchange of data such as geometry, material properties, loads, and boundary conditions between different structural analysis software applications. In this article, we will explore the key features and benefits of SAF, as well as its limitations and best practices for working with SAF files in different software environments. By understanding the strengths and weaknesses of SAF, architects and engineers can optimize their workflows and create more efficient and effective building designs. NEMETSCHKEK GROUP (n.d.)

2. SAF USAGE IN PRAXIS (CAD TO CAE)

Since SAF was introduced in 2019, its coverage of structural analysis objects (capability to transfer them) has increased. Better object coverage, improvements in documentation, object extensions and fixes that are continuously being added to SAF definition combined together lead to the increased usage of SAF format in praxis. In this chapter, I would like to describe and evaluate more in detail selected workflows where SAF, an open-source format for structural analysis models is used in data exchange between CAD and CAE software. NEMETSCHKEK GROUP (n.d.)

2.1. SAF in SCIA AutoConverter

SCIA AutoConverter is a cloud-based software developed by SCIA, a company of the Nemetschek Group. Its purpose is to automate the process of converting structural models in IFC format developed and maintained by BuildingSmart as inputs, to the valid analysis models in SAF format as an output. With SCIA AutoConverter, structural engineers can import structural models from a variety of CAD software, including Tekla, Revit, Allplan, Archicad, AdvanceSteel and more in commonly used open BIM (Building Information Modeling) format IFC (IFC2x3 or IFC4). This streamlines the process of transferring models between CAD software to different CAE software, which helps to reduce time spent by remodelling and reduce the risk of errors. SCIA AutoConverter is available for all students and teachers for free. (BuildingSmart n.d.) (SCIA n.d.e)

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

Workflow description:

1. Select model: Here the user can select one structural model intended for conversion.
2. Clean model: Here the user should remove non-load-bearing elements from a structure.
3. Recognizer settings: Here can be adjusted conversion rules of structural entities to analysis entities. Default settings is based on IFCtypes, but can be overwritten with user input.
4. Recognize: Here the actual conversion is done and first instance of analysis model is created.
5. Alignment setting: Here user can adjust position of system lines, system planes and define so called master planes, that play significant role in final step of conversion procedure.
6. Alignment: Last step where analysis first instance analysis entities are connected together in the final analysis model. The connection of elements is done based on settings that can user adjust.

On the output, there is SAF file (Figure 1) containing complete data about geometry, cross-section and materials. SAF file can be exported in various versions, which provides better compatibility with analysis software supporting SAF format. (SCIA n.d.d)

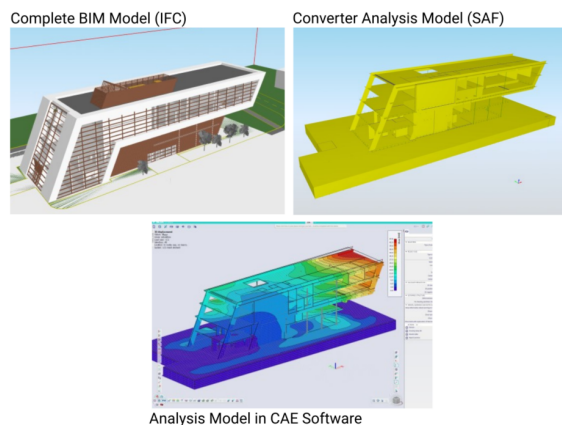


Figure 1: SAF model as transfer format between SCIA AutoConverter and CAE software (.jpg file).

Evaluation of workflow:

- + Process of conversion is straightforward
- + Support of widely used IFC models provides compatibility with vast majority of CAD software
- + SCIA AutoConverter provides options for storing revision of both, analysis and structural model in one cloud project
- Users need yet another software together with CAD and CAE programs
- Workflows where analysis models are created before structural cannot benefit from this tool

2.2. From Archicad to CAE software using SAF

Archicad, by Graphisoft, is a robust CAD software program utilized in the AEC industry to design and create highly detailed 3D

models of buildings, structures, and interiors. The software's sophisticated BIM capabilities allow users to incorporate various design and construction data into a single model, enhancing communication and collaboration among project stakeholders. Archicad provides accurate digital representations of buildings, complete with detailed plans, sections, elevations, and schedules.

Archicad provides architects and engineers with the option to generate analysis models. Structural Analysis Model (SAM) is generated for structural elements such as columns, beams, walls, slabs, and roofs (Load Bearing Elements). The SAM is a simplified model that includes only the essential information necessary for structural analysis and design, such as geometry, material properties, and load data. The SAM can be exported to SAF format, to be used in structural analysis software for further analysis and design. Graphisoft (n.d.a)

SAM generation follows defined rules in Archicad. Rules can be found under the "Structural Analytical Model Generation Rules". These rules can be customized by the user and determine how the connection between elements is established, such as extending a column to the plane of a slab above or trimming a beam in a steel frame corner. The rules also cover other aspects, like ignoring small openings in walls and slabs. It is recommended to start with the default rules and make adjustments as needed. (Figure 2) Graphisoft (n.d.a)

Exporting of SAM to SAF format:

1. Go to File > Interoperability > Structural Analysis Format (SAF) to open the SAF Translator dialog box.
2. In the SAF Translator dialog box, select the SAF version you want to use for the export and set any additional export options as needed.
3. Click the Save As button to save the SAF file to your desired location.
4. In the Save As dialog box, enter a name for the SAF file and choose a location to save it.
5. Click the Save button to export the SAF file from Archicad.

SAF translators play a critical role in facilitating the effective transfer of structural data between Archicad and CAE software like SCIA Engineer, Dlubal RFEM, Risa 3D, AxisVM, FEM-Design and others. One of the key functions of SAF translators is to enable the transfer of material properties and cross-section data from Archicad to the analysis software. Archicad offers SAF translators that are available online on their website and come with predefined settings for selected analysis software. These settings make it easy to set up the transfer of data between Archicad and analysis software, reducing the need for manual data entry and minimizing the potential for errors. Graphisoft (n.d.b)

Evaluation of workflow:

- + SAM is generated automatically based on adjustable settings
- + SAF translators ensure data compatibility with CAE software
- + Archicad provides an option for updating structural models based on changes done CAE software (revision compare using SAF)
- Analysis model is created in CAD software and therefore there are requirements for structural engineering knowledge
- For complex geometries SAM can't be created - curved walls for example

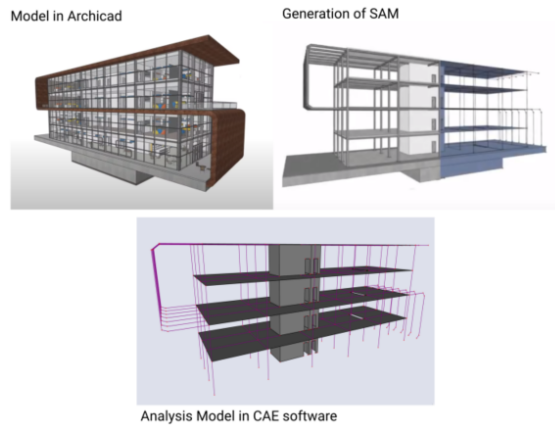


Figure 2: SAF model as transfer format between Archicad and CAE software (.jpg file).

3. SAF LINKS WITH SCIA ENGINEER (CAE TO CAE)

In this chapter, let me focus on two workflows that are using SAF as an exchange format between two CAE software. In comparison to the previous chapter, now we stay in the structural engineering domain.

3.1. SAF in link to IDEA StatiCa

IDEA StatiCa is software for structural engineers to analyze and optimize designs of steel, concrete, timber, and composite structures. In this part, let's focus more on IDEA StatiCa Connection (specialized 3D software for design and check of steel connections) and IDEA StatiCa Member (specialized software for complex analysis of whole steel members, including stability and buckling behaviour, supporting also geometrically and materially non-linear analysis with imperfections). IDEA (n.d.)

In this workflow, SAF is used as a transfer format between SCIA Engineer and IDEA StatiCa Checkbot. On-demand, once engineer clicks on "Connection" or "Member" icon in Checkbot window, the SAF file is created in real-time from a selection of elements in the SCIA Engineer 3D scene. IDEA is informed about the event and reads the file including internal forces and loads and via Checkbot are 1D members distributed to specialized applications. SAF was selected as an exchange format because it is an open source, which means once the infrastructure is set in one software, it can be reused for other BIM links. (Figure 3) SCIA (n.d.b)

Workflow description:

1. In SCIA Engineer, run command IDEA StatiCa
2. IDEA Checkbot (management app) opens
3. Make a selection of elements in SCIA Engineer intended to be used in IDEA Connection or IDEA Member
4. Click on "Connection" or "Member" icon to initiate the import
5. Imported elements are visible in Checkbot from where they can be distributed to specialized applications

Evaluation of workflow:

- + Intuitive and easy-to-use live BIM link
- + All steel connections and members can be managed in IDEA Checkbot

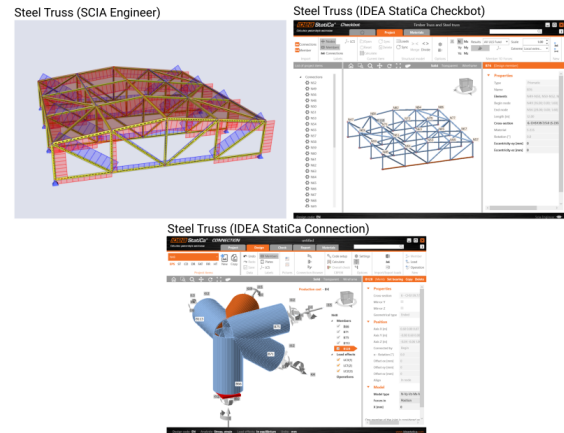


Figure 3: SAF model as transfer format between SCIA Engineer and IDEA StatiCa Checkbot (.jpg file).

- + Data in IDEA check bot can be updated in case changes were done in model in SCIA Engineer
- Only results from the linear analysis are currently transferred to IDEA Checkbot
- Export of data takes dozens of seconds in some cases

3.2. SAF in link to Frilo MWH+

Frilo MWX+ is a structural analysis software suitable for verifying individual walls and structural systems consisting of basement walls, intermediate storey walls, and top storey walls. The software considers the border conditions determined by the connected components such as bending stiffness of walls above and underneath the considered wall, and supporting conditions of floor slabs on the opposite side of the wall. In the context of SCIA Engineer software, we can label Frilo MWX+ models as submodels of SCIA Engineer complete 3D analysis model.

Workflow description:

1. In SCIA Engineer, place an integration strip on the masonry wall
2. In SCIA Engineer, call the command "Frilo masonry check"
3. In SCIA Engineer property bar, click on "Export to Frilo masonry"
4. In SCIA Engineer, select the integration strip intended to be exported
5. Frilo MWX+ is being run with submodel defined by integration strip

Once the command "Export to Frilo masonry" is called, SAF submodel is created in the background for Frilo MWX+ application. Submodel for Frilo MWX+ includes neighbouring slabs, walls above and below and the masonry strip width is equal to the width of the integration strip. The spans of neighbouring slabs have to be adjusted manually in Frilo app including constraints types at the end of each span. Together with geometry and materials, there are exported loads and results on 2D members' edges. (Figure 4) SCIA (n.d.a)

Evaluation of workflow:

- + Intuitive and easy-to-use BIM link
- + Submodel is created automatically in an overall good quality

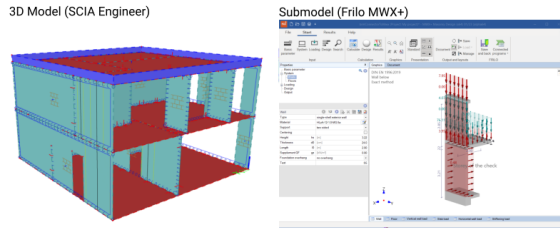


Figure 4: SAF model as transfer format between SCIA Engineer and Frilo MWX+ (.jpg file).

- + Model is easy to review in Frilo MWX+
- Surface Free Loads are exported as Surface Loads which can end up with an unnecessary too many loads object that has to be removed manually from the Frilo model
- Export of data takes dozens of seconds in some cases

4. SAF EXAMPLE IN PRE-DESIGN STATE

SAF analysis model is clearly defined excel file. The analysis model can be easily created and edited in a table editor. The valid model needs to meet only rules that are defined in the SAF guide. A structural engineer can create excel files with SAF structure using macros in Excel or small apps that can generate parametrical geometry of the structure. Topology can be easily changed, together with all SAF attributes and objects. With the parametrical generation of a file, it is easy to create multiple options of load-bearing structure layouts and evaluate the results of the analysis in CAE software without the need to spend time manually modelling every option.

SAF is part also a more advanced solution requiring scripting knowledge. For example, users can connect applications to SCIA Engineer and read, adjust and write back SAF data in real time. Also, currently is under development new version of the Koala plugin to Rhino Grasshopper, which will create an SAF file out of Rhino geometry. SCIA (n.d.c) SCIA (n.d.f)

5. CONCLUSIONS

Structural Analysis Format (SAF) is an open-source file format that has become increasingly popular in the architecture, engineering, and construction industry. SAF enables the exchange of data between different programs, improving collaboration and reducing errors in the design process. The article describes two workflows that use SAF as an exchange format CAD and CAE software. SCIA AutoConverter, a cloud-based software that automates the process of converting structural models to valid analysis models in SAF format and the use of SAF in data exchange between Archicad and CAE software together with build-in generation of the structural analysis model. While the process of conversion in SCIA AutoConverter is straightforward and steered by a structural engineer, the need for additional software licenses and the fact that is not covering workflow where analysis model is created before structural model are some of the limitations. Archicad also provides good service for analysis model creation with SAF translators, on the other hand, it requires basic structural engineering knowledge and complex shapes are not supported in SAM generation yet. Both workflows have time-saving potential because the remodelling part in CAE software is significantly reduced.

Then two workflows between SCIA Engineer and IDEA StatiCa Checkbot together with Frilo MWX+. SAF format has proven to be a useful tool in linking various software applications in the structural engineering field, such as IDEA StatiCa and Frilo MWX+. The intuitive and easy-to-use BIM links have allowed for the seamless transfer of data between the software applications, allowing for efficient design and check of steel connections, members, and masonry walls. While there are some limitations to the current implementation of the SAF format, such as the transfer of only linear analysis results and longer export times for big data, the potential benefits of the SAF format and its ability to be reused for other BIM links make it a promising tool for the future of structural engineering.

ACKNOWLEDGEMENTS

I would like to thank Ing. Michaela Frantová, Ph.D. and prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng. for their patience and guidance throughout my studies and for providing me with the opportunity to work on innovative projects at Scia Engineer. Their support allowed me to focus on interesting topics and participate in ongoing research at the Czech Technical University in Prague, project number SGS23/038/OHK1/1T/11.

I would like to thank also to Herman Oogink for the opportunities provided during my time at SCIA company, including participation in the open-source SAF project, the development of the SCIA AutoConverter cloud application and the development of all mentioned BIM links using SAF format in this article.

References

- BuildingSmart (n.d.), 'Industry foundation classes (ifc)', *Web page* www.buildingsmart.org/standards/bsi-standards/industry-foundation-classes.
- Graphisoft (n.d.a), 'Archicad analysis model creation', *Web help* www.helpcenter.graphisoft.com/user-guide-chapter/85615/.
- Graphisoft (n.d.b), 'Archicad saf translators', *User Guide* <https://help.graphisoft.com/AC/26/INT/i>.
- IDEA (n.d.), 'Checkbot – zrychlení práce v bim', *IDEA Articles Archive* <https://www.ideastatica.com/cz/podpora/checkbot-zrychleni-prace-v-bim>.
- NEMETSCHKE GROUP, S. (n.d.), 'Saf documentation page', *Documentation* www.saf.guide.
- SCIA (n.d.a), 'Frilo mxw+ link', *SCIA help page* https://help.scia.net/22.0/en/data_transfer/frilomasonry/.
- SCIA (n.d.b), 'Idea link', *SCIA help page* https://help.scia.net/22.0/en/data_transfer/idea/.
- SCIA (n.d.c), 'Koala grasshopper plugin', *SCIA resources* <https://resources.scia.net/en/garage/grasshopperpluginkoala>.
- SCIA (n.d.d), 'Scia autoconverter', *Web application* www.autoconverter.structuraltoolkit.com/en-GB/login.
- SCIA (n.d.e), 'Scia autoconverter user guide', *User Guide* <https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/>.
- SCIA (n.d.f), 'Sdk for custom live connection', *SCIA help pages* https://help.scia.net/22.0/en/data_transfer/thirdparty_sdkadm/.

POROVNÁNÍ PŘÍSTUPU ČESKÝCH NOREM PRO MĚŘENÍ STATICKÉHO MODULU PRUŽNOSTI

Tomáš Trtík, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
tomas.trtik@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek informativně porovnává postupy měření statického modulu pružnosti betonu dle platných českých norem pro dva rozdílné způsoby zatěžování. Stanovení modulu pružnosti betonu ze zkoušky v tahu ohybem definuje norma ČSN 73 6174, statický modul pružnosti v tlaku upravují normy ČSN EN 12390-13 a ČSN ISO 1920-10, které vychází z podobného přístupu, ovšem v důležitých parametrech ovlivňujících hodnotu modulu pružnosti se liší. Základní parametry porovnání jsou informace o doporučených zkušebních tělesech, limitní hodnoty přetvoření na jednotlivých čidlech pro vyhodnocení rovnoměrného zatěžování, požadavky na zkušební a měřicí zařízení. Hodnota modulu pružnosti je nejvíce ovlivněna měřicí délkou základny spolu s dolní a horní zatěžovací úrovní. Jsou prezentovány výsledky zjištění spolu s doporučením a možnou úpravou parametrů pro přesnější výsledky hodnot modulu pružnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Modul pružnosti • České normy • Dolní zatěžovací úroveň

ABSTRACT

The article informatively compares the procedures for measuring the static modulus of elasticity of concrete according to the valid Czech standards for two different loading methods. Determination of the modulus of elasticity of concrete for flexural strength tests is defined by the standard ČSN 73 6174, while the static modulus of elasticity in compression is regulated by the standards ČSN EN 12390-13 and ČSN ISO 1920-10, which are based on a similar approach, but differ in important parameters affecting the value of the modulus of elasticity. The basic parameters of the comparison are information on the recommended test specimens, the limit values of the strain on individual, requirements for testing and measuring equipment. The modulus of elasticity value is most affected by the measuring length of the base together with the lower and upper loading levels. The results of the findings are presented together with a recommendation and a possible modification of the parameters for more accurate results of the modulus of elasticity values.

KEYWORDS

Concrete • Modulus of Elasticity • Czech Standards • Lower Stress

1. ÚVOD

Výslednou hodnotu modulu pružnosti ovlivňují technologické a zkušební vlivy. Článek je primárně zaměřen na ucelený náhled zkušebních vlivů a postupů z pohledu použité zkušební normy pro statickou zkoušku modulu pružnosti, mezi které lze zařadit velikost a tvar zkušebního tělesa, použitý zkušební snímač, měřicí základna, konstrukce snímače, vliv zkušebního lisu, excentricita vzorku vůči rovnoměrnému zatěžování, způsob získávání zkušebního tělesa. Aktuálně lze měřit hodnoty modulu pružnosti betonu celkem podle pěti zkušebních metod uvedených ve třech platných zkušebních normách.

Zkušební vlivy by měly být podchyceny v normách pomocí přesně definovaných okrajových podmínek. Dle zkušeností autora jsou některé zkušební vlivy více známé, některé nejistoty měření vychází z volnějšího výkladu požadavků v normách (existují různé konstrukce a mechanismy zkušebních lisů, měřících čidel a jednotek, které splňují požadavky, ale vzájemně se mohou lišit) spolu s přípustným intervalem definovaných hodnot, s jinými zkušebními vlivy nemusí být vůbec uvažováno, jelikož se předpokládá provedení zkoušky dle normou stanoveného postupu.

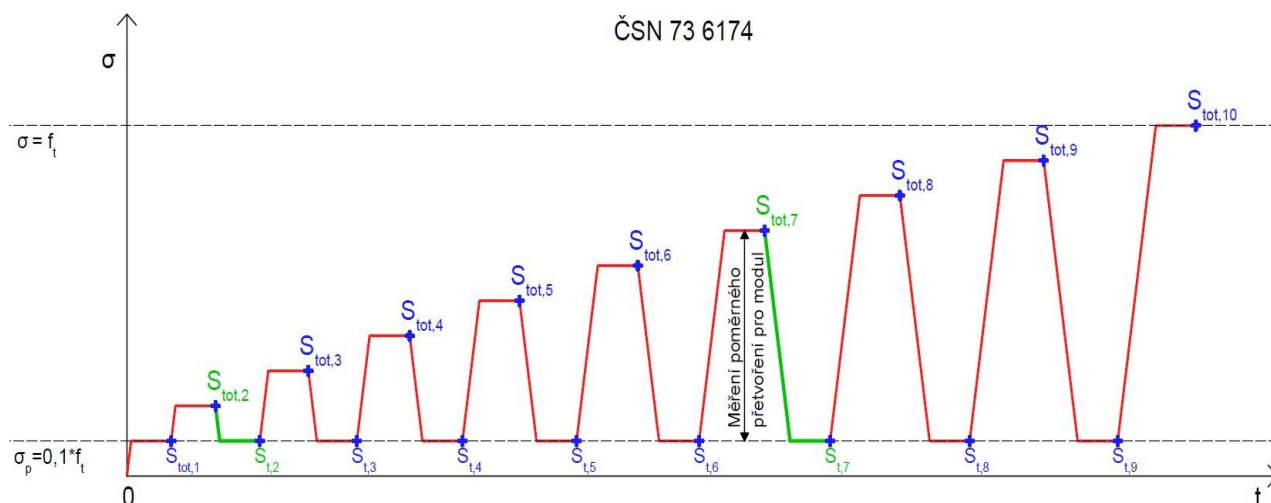
Jsou popsány a porovnány jednotlivé normové zkušební postupy doplněné o komentáře možných nejistot.

2. STANOVENÍ MODULU PRUŽNOSTI ZE ZKOUŠEK V TAHU OHYBEM

2.1. Norma ČSN 73 6174

Zkouška je realizována dle ČSN 73 6174, podle které je stanoven modul pružnosti a modul přetvárnosti betonu namáhaného napětím v tahu ohybem pomocí výpočtu z naměřeného průhybu trámce, který je zatěžován dvěma břemeny ve třetinách rozpětí tzv. čtyřbodovým ohybem. Trámec se vkládá do lisu stejným způsobem jako při zkoušce pevnosti v tahu ohybem dle ČSN EN 12390-5, ovšem na zkušební těleso se umísťuje průhyboměr.

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.



Obrázek 1: Schéma zatěžovacích cyklů dle ČSN 73 6174 s popisem měřených hodnot průhybu.

Doporučeným průhyboměrem je tuhá kovová tyč v délce zkoušeného trámce, která je pevně podepřena dvěma hroty nad jednou opěrou a podepřena hrotem v polovině rozpětí. Nad druhou opěrou je umístěn snímač průhybu, který měří dvojnásobné průhyby trámce uprostřed rozpětí. Přesnost přístrojového vybavení měřící průhyb trámce musí být minimálně na 0,001 mm. Může se jednat o ověřený ruční snímač průhybu nebo snímač s automatickým zápisem hodnot.

Doporučeným zkušebním tělesem je tráмец o rozměrech 150 × 150 × 700 mm, lze použít i trámce o rozměrech 150 × 150 × 600 mm nebo 100 × 100 × 400 mm. Zkušební těleso je cyklicky zatěžováno po stupních silami F_1 až F_n , které vyvolávají napětí zvyšující se po 10 % z předpokládané pevnosti v tahu ohybem R_i (viz obrázek 1). Po každém zvýšení se určí hodnota průhybu a zatížení se vrací na základní úroveň zatížení F_1 s odečtením průhybu. Plynulé cyklické zatěžování a odlehčování se provádí rychlostí 250 N/s ± 30 N/s. Modul pružnosti se zpravidla určuje pro napětí rovné 2/3 pevnosti v tahu ohybem (rovnice 1), lze však vyhodnocovat jednotlivé zatěžovací stupně. Naměřené moduly pružnosti se liší o zhruba 20 % oproti statickým modulům pružnosti betonu v tlaku (Huňka, 2014).

$$E = \frac{F \cdot l}{f_{e,7} \cdot b \cdot h} \left(0,213 \cdot \frac{l^2}{h^2} + 0,46 \right) \quad (1)$$

2.2. Komentář k metodě

Dle zkušeností se metoda téměř nepoužívá pro stanovení statického modulu pružnosti, o čemž napovídá i rok vydání normy (1994), kdy během bezmála třicetileté platnosti nepřišla žádná aktualizace. Norma obsahuje technické nedostatky, mezi které lze zařadit nedostatečnou specifikaci zatěžovacích cyklů (není specifikován časový interval pro odečtení hodnoty průhybu), pro zjednodušení výpočetního vztahu je dosazena konstantní hodnota Poissonova čísla ($\mu = 0,15$), špatně uvedený vztah pro výpočet pružného průhybu uprostřed. Důvod pro nepoužívání lze dle autora spatřovat v časové náročnosti cyklování. Zkouška může poskytnout trochu jiný náhled na hodnotu modulu pružnosti než běžné statické tlakové zkoušky, ke kterým může být vhodným doplňkem charakteristiky.

3. STANOVENÍ MODULU PRUŽNOSTI ZE ZKOUŠEK V TLAKU

3.1. Norma ČSN 12390-13

Norma ČSN EN 12390-13 specifikuje dvě metody pro stanovení sečnového modulu pružnosti v tlaku a umožňuje zkoušet modul pružnosti podle dvou metod. Doporučeným referenčním zkušebním vzorkem je válec o průměru 150 mm a výšce 300 mm, případně vzorek splňující štíhlostní poměr (tedy poměr výšky L a příčného rozměru d) v mezích 2 až 4. V případě vývrtů tento poměr nelze vždy splnit a v poznámce je uvedeno, že tento fakt může mít vliv na výslednou hodnotu modulu pružnosti.

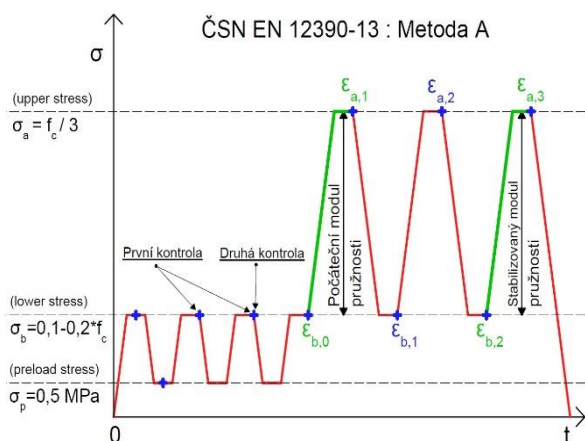
Čidla na měření deformace musí být umístěna tak, aby měřící základna byla v ekvivalentní vzdálenosti od čelních ploch vzorku a zároveň musí být uspořádány symetricky vzhledem ke středové ose vzorku. Předpis požaduje nejméně dvě čidla pro měření deformace, ovšem pro získání odpovídajících informací o vystředění vzorku doporučuje, aby byla vyžadována alespoň tři čidla pro měření deformace. Měřící délka základy l_0 musí být mezi dvěma třetinami průměru vzorku d a jednou polovinou délky vzorku L . U zkušebních vzorků se štíhlostním poměrem mezi 3,5 a 4,0 lze měřící základnu l_0 zvětšit až na $2/3 \times L$. Požadovaná rozlišovací schopnost přístrojového vybavení v absolutní hodnotě je 2 μm .

Pro stanovení předpokládané pevnosti betonu v tlaku musí být použity vzorky stejné velikosti, tvaru a dávky betonu jako požité pro stanovení modulu pružnosti. V případě jádrových vývrtů musí být všechny vzorky ze stejné zóny. Pokud nejsou k dispozici doprovodná tělesa pro určení tlakové pevnosti betonu, lze pevnost v tlaku odhadnout na základě nedestruktivních zkoušek dle národních předpisů. Horní napětí zatěžovacího cyklu σ_a je definováno jako $1/3 \times f_c$.

Rychlost zatěžování zkušebního lisu je definována $0,6 \pm 0,2 \text{ MPa/s}$ s požadavkem udržování zvolených napětí v rozmezí $\pm 5 \%$ jmenovité hodnoty napětí. Výsledná hodnota modulu pružnosti se zaokrouhuje na nejbližších 0,1 GPa. Zjištěná pevnost zkušebního tělesa by se neměla lišit od předpokládané pevnosti betonu v tlaku f_c o více než 20 %.

3.1.1. Metoda A

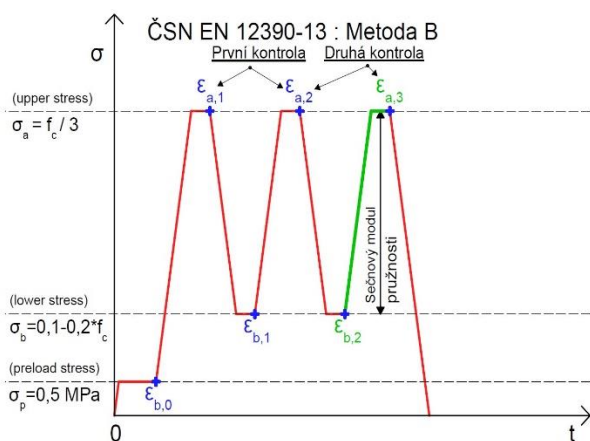
Slouží ke stanovení počátečního a stabilizovaného sečnového modulu pružnosti. **Metoda A** používá pro cyklování tři zatěžovací úrovně a definuje dvě kontrolní podmínky, které se nachází v předzatěžovacích cyklech. První kontrola se zaměřuje na správnost měření a upevnění měřicího čidla na vzorku v předzatěžovací fázi mezi druhým a třetím cyklem, kde nesmí být změna ϵ_b na každém čidle větší než 10 %. Druhá kontrola řeší správnost centrace zkušebního tělesa ve zkušebním lisu, kde deformace ϵ_b na všech měřicích čidlech se nesmí lišit od jejich průměru o více než 20 %.



Obrázek 2: Průběh zatěžovacích cyklů pro Metodu A dle ČSN EN 12390-13.

3.1.2. Metoda B

Metoda B je tvořena ze třech zatěžovacích cyklů a stanovuje pouze stabilizovaný sečnový modul pružnosti betonu ve třetím zatěžovacím cyklu a má principiálně identické kontroly centrace jako metoda A.



Obrázek 3: Průběh zatěžovacích cyklů pro Metodu B dle ČSN EN 12390-13.

3.2. Komentář k metodě

V normě není dle autora dostatečně specifikované vhodné použití dané metody pro zkušební postup. Z kontextu lze vyčíst, že rozdíl v hodnotě počátečního a stabilizovaného sečnového modulu pružnosti může být ukazatelem náchylnosti materiálu

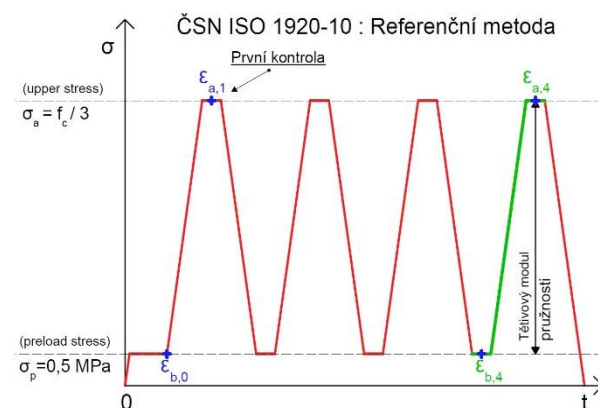
k mikrotrhlinám způsobených působícím napětím nebo mikrotrhlinám způsobeným vrtáním v případě jádrových vývrtů a **metoda A** je tedy jeví vhodnější pro zkoušení modulu pružnosti jádrových vývrtů. Z pohledu zkušebních vlivů je v normě velmi správně kladen důraz na správnou centraci vzorku. V roce 2022 přišla aktualizace normy, která doporučuje používat tři čidla, pro zachycení vlivu excentrického zatěžování v obou hlavních osách. Dle autora není v normě dostatečně řešeno vliv připevnění snímacích čidel pro měření poměrného přetvoření, kde může dojít ke zkreslení hodnoty změny délky, což má vliv na výslednou hodnotu modulu pružnosti.

3.3. Norma ČSN ISO 1920-10

Stanovený modul pružnosti dle normy ČSN ISO 1920-10 odpovídá tečně křivky vztahu mezi napětím a přetvořením. Pro účely návrhu modulu pružnosti je uvažován ekvivalent tětivového modulu přetvoření. Norma uvádí dva postupy zatěžování pro stanovení hodnoty modulu pružnosti. Referenční metoda vychází z cyklického zatěžování zkušebního vzorku, alternativní metoda plynule přitěžuje zkušební těleso do porušení.

3.3.1. Referenční metoda

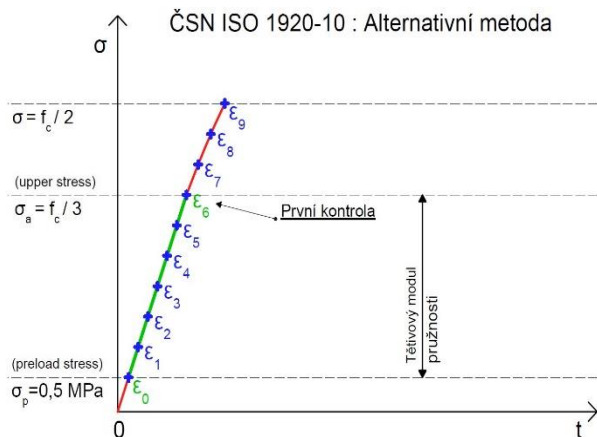
Referenční metoda principiálně používá podobný přístup k zatěžování zkušebního tělesa a kontrole správné centrace jako ČSN EN 12390-13 **Metoda B**, ovšem zahrnuje čtyři zatěžovací cykly, kde v prvním cyklu se kontroluje správná centrace vzorku a v závěrečném cyklu stanovuje hodnota modulu pružnosti. Základní hodnota napětí je oproti metodě B nižší ($\sigma_b = 0,5 \text{ MPa}$), horní zatěžovací napětí je definované stejnou hodnotou $\sigma_a = (f_c / 3)$. Kontrola definuje jednu podmínku, že pokud nejsou jednotlivá přetvoření na čidlech v rozmezí $\pm 20 \%$ od své průměrné hodnoty σ_a , je nutné opravit centraci zkušebního tělesa a opakovat zkoušku. Přesnost přístrojového vybavení musí být $\pm 5 \times 10^{-6}$, pro měřicí základny o délce větší nebo rovné 100 mm mohou mít přesnost $\pm 10 \times 10^{-6}$. Přístroje pro měření deformace předpis uvádí (např. např. zrcátkový nebo hodinkový deformometr, odporový tenzometr, indukční tenzometr, strunový tenzometr). Doporučeným zkušebním tělesem je pro oba postupy válec o průměru 150 mm a výšce 300 mm. Rychlost zatěžování zkušebního lisu je shodně definována v rozmezí 0,2 až 0,6 MPa/s a výsledná hodnota modulu pružnosti se vyjadřuje v GPa na 3 platné číslice.



Obrázek 4: Průběh zatěžovacích cyklů pro Referenční metodu dle ČSN ISO 1920-10.

3.3.2. Alternativní metoda

V případě, že přetvoření a napětí na zkušebním tělese jsou průběžně měřeny během zatěžovacího cyklu, lze pokračovat v zatěžování do hodnoty pevnosti v tlaku bez zastavení na horním zatěžovacím cyklu. Těleso se centricky vloží do zkušebního lisu a vyvodí základní napětí jako u Referenční metody ($\sigma_b = 0,5 \text{ MPa}$). Napětí se plynule zvyšuje až do hodnoty 0,5 zatížení na mezi porušení, během čehož musí být minimálně desetkrát zaznamenány hodnoty z čidel. Pokud nejsou jednotlivá přetvoření v rozmezí 30 % své průměrné hodnoty, musí se tato skutečnost napsat do protokolu.



Obrázek 6: Průběh zatěžovacích cyklů pro Alternativní metodu dle ČSN ISO 1920-10.

3.4. Komentář k metodě

Referenční metoda je principiálně velmi podobná **Metodě B** dle ČSN EN 12390-13. Hodnota modulu pružnosti je určena až ve čtvrtém cyklu (Metoda B používá tři cykly), což z pohledu cyklování zatížení by nemělo mít velký vliv na hodnotu modulu pružnosti, ovšem používá nižší dolní zatěžovací úroveň, což může mít vliv na výslednou hodnotu modulu pružnosti. Metoda zmiňuje možnost lepení měřicích čidel na vzorek, což může zvýšit přesnost měření.

Alternivní metoda používá jako horní zatěžovací úroveň skutečnou třetinu tlakové pevnosti betonu, což u všech předchozích metod nemusí nastat, jelikož hodnota tlakové pevnosti je určována na separátních tělesech a použita jako výchozí hodnota pro testovaná tělesa na modul pružnosti, na který je tlaková pevnost určována až po zkoušce. Dle zkušeností se jedná o velmi málo používanou metodu, jelikož je možnost porušení měřicích čidel při vyšších zatěžovacích úrovních. Při kontinuálním zápisu hodnot poskytuje komplexnější charakteristiku chování betonu zatíženého tlakem.

4. DISKUSE

Z možných nastíněných zkušebních vlivů je v normách velmi dobře podchycen vliv excentrického zatěžování. Pro přesnější hodnoty modulu pružnosti lze zpřisnit rozdíly naměřených posunů na jednotlivých čidlech na maximální hodnotu 10 % od jejich průměrné hodnoty. Horní zatěžovací úroveň je pro všechny metody shodně definovaná, ovšem dolní zatěžovací hranice je rozdílná a tento rozdíl může poskytnout rozdílné

hodnoty modulu pružnosti. Jistá nejistota může vznikat v určení tlakové pevnosti betonu na separátních tělesech s následnou aplikací na testovaná tělesa. Na tuto skutečnost reaguje Alternativní metoda, která díky kontinuálnímu zápisu dat i po překročení horní zatěžovací úrovně dokáže správně určit zatěžovací úroveň a bylo by vhodné se touto metodou dále zabývat. Z tohoto pohledu je mnohem výhodnější určení hodnoty modulu pružnosti ze zkoušky tahu ohybem, kde se zatížení zvyšuje po 10 % a je zaznamenáván celý průběh pracovního diagramu. Z pohledu přístrojového vybavení je velmi správně požadovaná přesnost přístrojového vybavení pro všechny postupy od 1 do 2 μm spolu s požadavkem na platnou kalibraci zkušebního lisu.

5. ZÁVĚR

Budoucí vývoj práce by se měl zaměřit na určení modulu pružnosti ze zkoušky v tahu ohybem, která poskytuje kompletní pracovní diagram zkoušky a zároveň udává doplňující charakteristiku k nejčastěji používané metodě určení modulu pružnosti betonu v tlaku. Za použití modernějších měřicích zařízení se více zaměřit na Alternativní metodu, která poskytuje komplexnější charakteristiku chování betonu zatíženého tlakem a realizovat kompletní porovnání jednotlivých zkušebních postupů.

ACKNOWLEDGEMENTS

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektu SGS22/091/OHK1/2T/11 a SGS22/090/OHK1/2T/11.

Reference

- ČSN 73 6174: Stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu ze zkoušky v tahu ohybem (1994). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 12390-13: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 13: Stanovení sečnového modulu pružnosti v tlaku (2021). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 12390-13: Zkoušení betonu - Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku (2016). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 12390-5: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 5: Pevnost v tahu ohybem zkušebních těles (2020). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- Huňka, P. (2014), Modul pružnosti – možnosti stanovení, technologické a zkušební vlivy, Disertační práce.
- Kocáb, P. (2016), Experimentální stanovení faktorů ovlivňujících statický modul pružnosti betonu s využitím nedestruktivních zkušebních metod, Disertační práce.

OPTIMALIZACE TVARU TEXTILNÍHO BEDNĚNÍ BĚHEM VÝROBY BETONOVÉ SKOŘEPINY

Stanislav Zažirej, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
stanislav.zazirej@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Betonové skořepinové konstrukce se používají již od 30. let 20. století. Nabízí nejen estetickou hodnotu v podobě poutavých tvarů, ale i úsporu materiálu díky účinnému přenášení zatížení a relativně vysoké únosnosti vzhledem k hmotnosti. Postupně však došlo ke ztrátě popularity a ústupu od jejich realizace. Hlavním důvodem je pracnost a velké náklady, které vychází z použití dřevěného bednění. Alternativou je textilní bednění, které může poskytnout organický tvar i s negativním zakřivením. Tento článek se zabývá sestavením algoritmu, který slouží k optimalizaci tvaru textilního bednění během výroby betonové skořepiny. Algoritmus byl sestaven pomocí vizuálního programování a jako optimalizační nástroj byl zvolen genetický algoritmus. Funkčnost takového přístupu je pak ukázána na jednoduchém modelu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Betonové Skořepiny • Textilní Bednění • Rhinoceros • Grasshopper • Karamba3D • Dynamická Relaxace • Optimalizace • Genetický Algoritmus

ABSTRACT

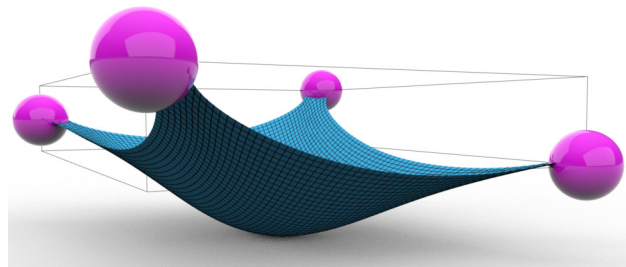
Concrete shell structures have been around since the 1930s. Not only they offer aesthetic value in the form of eye-catching shapes, but they also enable material savings through efficient load transfer and relatively high load-bearing capacity. However, they have gradually lost their popularity and there was a retreat from their implementation. The main reason is that the construction process is considered to be extremely labour-intensive and costly. That comes from the use of timber formwork. An alternative is to use textile formwork, which can provide an organic shape even with negative curvature. This paper explores the construction of an algorithm that is used to optimize the shape of textile formwork during the production of a concrete shell. The algorithm was built using visual programming with genetic algorithm acting as the optimization tool. The functionality of such an approach is then demonstrated on a simple model.

KEYWORDS

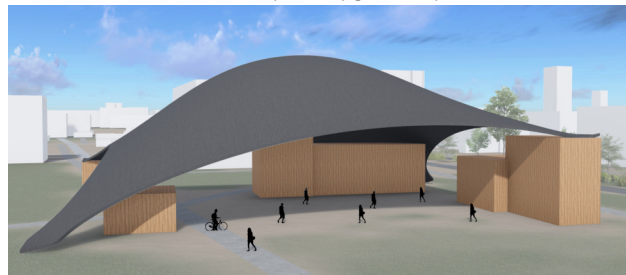
Concrete Shells • Textile Formwork • Rhinoceros • Grasshopper • Karamba3D • Dynamic Relaxation • Optimization • Genetic Algorithm

1. ÚVOD

Skořepinové konstrukce jsou nedílnou součástí nejen architektury a stavebního inženýrství, ale i dalších odvětví, jako je strojírenství nebo doprava. Použití daného typu konstrukce přináší nejen relativně vysokou únosnost vzhledem k hmotnosti, ale i estetickou hodnotu v podobě poutavých tvarů. Zároveň existuje i řada nevýhod (velká náročnost a náklady na zhotovení, nepraktická forma konstrukce, požadavky na stavební fyziku), které vedly ke ztrátě popularity a ústupu od jejich realizace (Tang 2015).



(a) Tvar zavěšené membrány získaný pomocí dynamické relaxace.



(b) Vizualizace možného použití skořepiny v architektuře.

Obrázek 1: Ukázka použití principu převrácené řetězovky na skořepině.

Konstruktéři mohou tvary skořepin získat hledáním inspirace v přírodě, vylepšením předchozích konstrukcí nebo využitím jedné z metod form-findingu (viz. část 2.1). Při použití zmíněných metod získáme ideální tvar, který je výsledkem stabilní rovnováhy sil (Adriaenssens et al. 2014). Ve skutečnosti ale dochází během výstavby k odchylkám od tohoto tvaru, což má za následek to, že jsou skořepiny citlivé na imperfekce (materiálové nebo geometrické). Během návrhu by tyto imperfekce měly být zohledněny a minimalizovány jejich vlivy.

* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

Náročnost a velké náklady na zhotovení vychází z použití dřevěného bednění. Textilní bednění je alternativou tomu tradičnímu při realizaci skořepinových konstrukcí. Umožňuje snížit množství jednorázově použitého materiálu, pracnost a zároveň dokáže zajistit přirozený organický tvar i s negativní křivostí.

Cílem tohoto článku je představit algoritmus, který slouží k optimalizaci tvaru textilního bednění během výroby betonové skořepiny a ukázat funkčnost takového přístupu na jednoduchém modelu.

2. SKOŘEPINOVÉ KONSTRUKCE

Skořepiny jsou plošné konstrukční prvky se zakřivenou střednicovou plochou, u kterých je tloušťka výrazně menší než zbývající rozměry. Rozdělit skořepiny můžeme dle následujících kritérií:

• Podle křivosti

Na skořepiny s *nulovou křivostí* (jedno zakřivení, např. parabolický válec), *kladnou křivostí* (dvojí zakřivením např. eliptický paraboloid) a *negativní křivostí* (např. hyperbolický paraboloid).

• Podle namáhání

Na *tlustostěnné* (tloušťka je srovnatelná s poloměrem křivosti, neplatí Kirchhoffova hypotéza tenkých desek, nelineární rozložení napětí po výšce průřezu), *tenkostěnné* (malá tloušťka vzhledem k poloměru křivosti, platí Kirchhoffova hypotéza tenkých desek, lineární rozložení napětí po výšce průřezu), *nelineární* (velmi tenké, deformace srovnatelné s tloušťkou konstrukce, nutno uvažovat geometrickou nelinearitu) a *membrány* (nevyskytují se žádné momenty, namáhání pouze normálovými silami, rovnoměrné rozložení napětí po tloušťce konstrukce – stav membránové napjatosti).

Vyskytují se v různých materiálových provedeních (zděné, dřevěné, ocelové), avšak díky své tvarovatelnosti je beton ideálním materiálem pro tento typ konstrukce.

2.1. Hledání optimálního tvaru

Získat požadovaný tvar konstrukce, ve které převládají normálové síly a vliv ohybových momentů je minimální, je možné pomocí fyzického nebo numerického modelování. Jedním z nejstarších příkladů hledání tvaru (form-finding) pro oblouk byl popsán anglickým inženýrem a vědcem Robertem Hookem v roce 1676. Převrácením tvaru visícího řetězu (tzv. řetězovky), který je podle definice v čistém tahu a bez ohybu, získáme ekvivalentní oblouk, který působí v čistém tlaku. Tento princip lze rozšířit i na skořepinové konstrukce. Na rozdíl od jednoduchého visícího řetězu existuje pro trojrozměrnou skořepinu několik možných tvarů, ve kterých bude zatížení přenášeno prostřednictvím membránového chování, aniž by došlo k ohybu (Adriaenssens et al. 2014).

Při návrhu skořepiny je výsledná geometrie ovlivněna mnohými faktory (např. půdorysný tvar, výška, zatížení, využití materiálu nebo vzhled). Může se jednat buď o matematicky definovaný tvar (koule, elipsoid, kužel, torus nebo hyperbolický paraboloid), experimentální tvar (pneumatické, tekuté, zavěšené), volné tvary (vycházející z architektonických požadavků) nebo přírodní tvary (tvar květů, rostlin, živočichů).

2.1.1. Fyzické hledání tvaru

Využití fyzických modelů v menším měřítku pomáhá lepšímu porozumění chování konstrukce a vyplatí se mimo jiné v následujících případech: numerické výpočty jsou komplexní a zabraly by

hodně času, náklady na vytvoření modelu v reálném měřítku jsou příliš vysoké, je předpoklad, že numerická analýza neposkytne důvěryhodné výsledky, geometrie konstrukce se nedá popsat matematicky, nejsou dostupné jiné metody (Adriaenssens et al. 2014).

Známým příkladem využití fyzických modelů během návrhu jsou práce katalánského architekta Antonia Gaudího (např. kostel v Colònii Güell). Gaudí pracoval s trojrozměrnými závěsnými modely vyrobených z provázků, které zatěžoval pytlí s pískem. Základním vstupním parametrem byla gravitace, která svým působením na převrácený model určovala výsledný tvar. (Burry 2016).

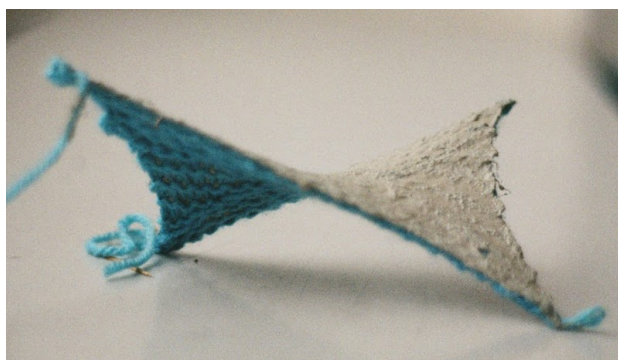
Ne vždy však zmenšené modely dokážou popsat chování konstrukce v plné velikosti. Můžeme tedy rozlišovat dvě kategorie statického chování konstrukce:

• Nezávislé na měřítku

Modely můžeme lineárně zmenšovat, abychom dokázali předpovědět chování v plné velikosti. Platí například pro stabilitu tlačných konstrukcí (zděné oblouky, klenby a kopule) nebo zavěšené lana, řetězy či sítě.

• Závislé na měřítku

Modely se nedají lineárně zvětšovat/zmenšovat. Platí například pro pevnost a tuhost nosníků nebo boulení sloupů a tenkých skořepin.



Obrázek 2: Model skořepiny vytvořený nanášením cementové vrstvy na pleteninu (autor M. Salák).

2.1.2. Numerické hledání tvaru

S rozvojem výpočetní techniky byla vyvinuta řada numerických metod, které otevřely nové možnosti (vznik tzv. free-form tvarů) a umožnily provádět digitální návrh bez nutnosti tvorby fyzického modelu. Patří mezi ně například:

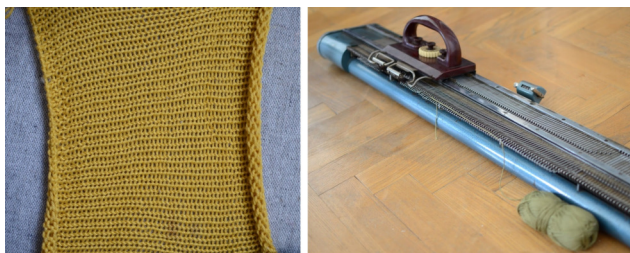
- **Metoda Hustoty Síly** (Force Density Method)
- **Analýza Tahových Sítí** (Thrust Network Analysis)
- **Systém Částice-Pružina** (Particle-Spring System)
- **Dynamická Relaxace**

2.2. Textilní bednění

Tradiční dřevěné bednění slouží jako tuhá forma během betonáže. Hodí se pro tvarování jednoduchých, rovných prvků pravidelných tvarů. Jedná se však o dočasný prvek a v případě zakřivených konstrukcí jeho použití je jednorázové, což výrazně zvyšuje cenu výstavby. Alternativou je textilní bednění, které může poskytnout organický tvar i s negativním zakřivením.

Využití textilního bednění není novinkou. Na konci 19. století si nechal Gustav Lilienthal patentovat stropní systém s vrstvou textilu, která fungovala jako bednění. Významnou osobností je James Waller, jenž na začátku 20. století zkoumal jeho použití a je taky autorem několika patentů (Tang 2015).

I v současnosti najdeme řadu výzkumných projektů v této oblasti. Můžeme se například setkat s myšlenkou opakovaného užití takového bednění (Walia et al. 2021), s aplikací v kombinaci se stříkaným betonem a textilní výztuží (Caugberg et al. 2012) nebo uplatnění vlastní pletené textilie (Salák 2022) včetně návrhu vzoru pleteniny (Popescu et al. 2021).



Obrázek 3: Ruční pletací stroj DOPLETA a vytvořená textilie (foto M. Salák).

3. IMPLEMENTACE ÚLOHY S VYUŽITÍM VIZUÁLNÍHO PROGRAMOVÁNÍ

Jak již bylo zmíněno, cílem tohoto článku je sestavení algoritmu pro optimalizaci tvaru textilního bednění. Pro tento účel byl vytvořen ukázkový model, ve kterém je textilie zavěšená mezi dvěma podporami (viz Obr. 6). Po nanesení betonové vrstvy a následném převrácení bychom měli získat skořepin v čistém tlaku (princip převrácené řetězovky, viz Obr. 1). Šířka textilie byla uvažována jako $B = 0.5m$ a vzdálenost mezi podporami $L = 2.0m$.

Úloha byla definována pomocí zásuvného modulu Grasshopper® (GH) programu Rhinoceros® (Rhino). Jedná se o jazyk a prostředí pro vizuální programování, kde lze parametricky zadat požadovaný tvar konstrukce pomocí jednotlivých komponent z nabídky (Zažirej 2021). Pro statický výpočet konstrukce byl použit GH doplněk Karamba3D (Preisinger 2013), který umožňuje provádět MKP analýzu prostorových příhradových vazníků, rámců a skořepin. Kromě standardních nástrojů obsahuje algoritmy pro optimalizaci průřezu a topologie prvků. Výpočetní jádro Karamby podporuje využití více vláken procesoru a dokáže provést velké množství výpočtů za velmi krátkou dobu, a to jak při lineární i nelineární analýze.

3.1. Zohlednění postupu výstavby

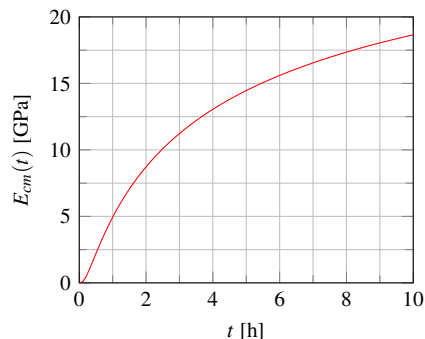
Nejdříve byl získán počáteční tvar textilie pomocí doplňku Kangaroo 2, který při výpočtech používá určitou formu dynamické relaxace. Následně bylo uvažováno s postupným nanesením betonové vrstvy od jedné podpory k druhé (at' už pomocí 3D tiskárny s robotickým ramenem nebo ručně). Pro zjednodušení byl tento proces rozdělen do 30 kroků s celkovou dobou zhotovení $t_{30} = 4.9h$ (viz Obr. 6). Stáří betonu bylo zohledněno pomocí modulu pružnosti.

Dle ČSN EN 1992-1-1 je vývoj modulu pružnosti popsán následovně:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot \left[e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \right]^{0.3} \quad (1)$$

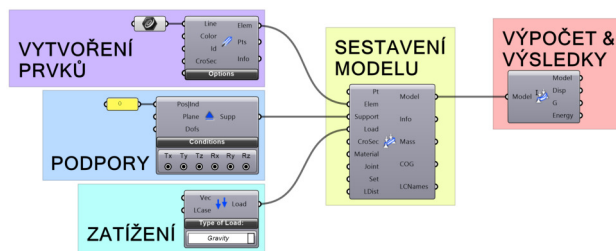
kde E_{cm} je střední hodnota modulu pružnosti a s je koeficient zohledňující pevnostní třídu cementu.

Pro beton C30/37 ($E_{cm} = 32GPa$) a CEM 42,5N ($s = 0.25$) platí následující graf závislosti modulu pružnosti na čase :



Obrázek 4: Vývoj modulu pružnosti v čase.

V každém kroku výroby je nutné znát deformovaný tvar, který bude výchozím tvarem v kroku následujícím. Charakter úlohy tedy vybízí k sestavení smyčky (např. v podobě "for"cyklu). Nativně však v prostředí GH smyčky nejdou tvořit - skript má jeden směr, začíná v jednom místě a končí v druhém (viz Obr. 5a).



(a) Ukázka sestaveného skriptu v prostředí GH pro analýzu konstrukce pomocí doplňku Karamba3D.

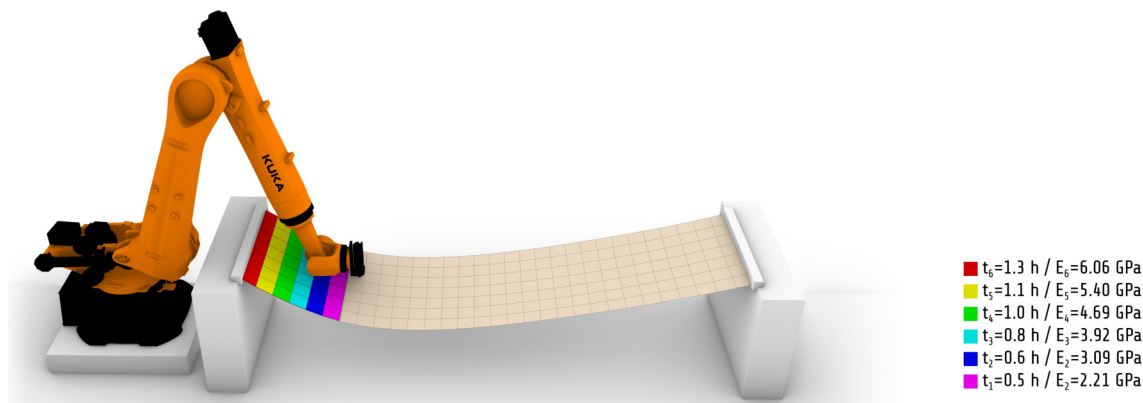
```

1 from Karamba.Geometry import Vector3
2 from Karamba.Elements import BuilderShell
3 from Karamba.Algorithms import AnalyzeThI
4
5 # _____ VYTVOŘENÍ PRVKŮ _____
6 shell=ghc.Karamba3D.MeshtoShellKaramba3D (MESH,
7     None,txt_ID,CrossSec) [0]
8 ELEM=List [BuilderShell] ([shell])
9
10 # _____ ZATÍŽENÍ _____
11 F_1=PointLoad (point_1,vec,Vector3 (), "0", 0)
12 load_list=[F_1,gravity_in]
13 LOAD=List [Load] (load_list)
14
15 # _____ PODPORY _____
16 support_list=supports_in
17 SUPPORT=List [Support] (support_list)
18
19 # _____ SESTAVENÍ MODELU _____
20 model=ghc.Karamba3D.AssembleModelKaramba3D (None,
21     ELEM, SUPPORT, LOAD, None, None, None, 0.005)
22
23 # _____ VÝPOČET A VÝSLEDKY _____
24 RESULTS=AnalyzeThI.solve (model [0])

```

(b) Ukázka sestaveného skriptu v jazyce Python uvnitř komponenty GhPython.

Obrázek 5: Skript vytvořený pomocí vizuálního programování a ekvivalentní skript v jazyce Python.

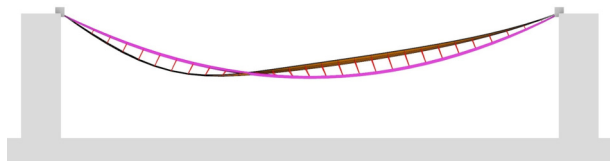


Obrázek 6: Schéma zhotovení skořepiny s využitím robotického ramene včetně stáří betonu v prvních 6 krocích.

Bylo proto využito možnosti sestavit ekvivalentní kód v jazyce Python (Obr. 5b) v komponentě *GhPython*. Ta umožňuje využívat ostatní nástroje GH prostřednictvím příkazů a lze zde vytvořit i "for"cyklus.

3.2. Optimalizace pomocí genetického algoritmu

Jak bylo zmíněno v úvodní kapitole, skořepiny jsou citlivé na počáteční imperfekce. Vzhledem k definovanému způsobu výroby dochází vlivem postupného tuhnutí betonové směsi k výrazné odchylce od původního tvaru (viz Obr. 7). K řízení tvaru během výroby a eliminaci této odchylky byly přidány 3 dvojice lan (viz Obr. 10). Ty jsou definovány počátečním a koncovým bodem (vektorem síly) a velikostí působící síly.



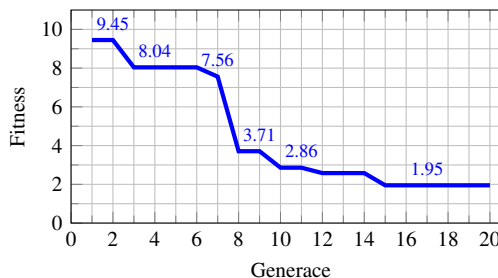
Obrázek 7: Deformovaný tvar konstrukce a odchylka od původního tvaru (zobrazen fialově).

Jako optimalizační nástroj byl zvolen genetický algoritmus v podobě doplňku Galapagos. Velikost populace byla nastavena na 50 jedinců. Hodnocena byla celková odchylka od původního tvaru (suma 248 hodnot, které představují změněnou vzdálenost v uzlech sítě konečných prvků). Vstupními parametry optimalizace jsou číselné hodnoty v podobě posuvníků (tzv. sliders). Celkem bylo vytvořeno 180 posuvníků:

- **90 posuvníků pro definování síly v lanech**
Hodnoty pro 3 dvojice sil ve 30 krocích výstavby. Každý posuvník mohl nabývat jednu z 225 hodnot (rozsah $[0; 225]N$).
- **90 posuvníků pro definování koncové pozice lana**
Koncová poloha lana udává vektor působící síly. Každý posuvník mohl nabývat jednu z 90 hodnot (rozsah $[-0.65; 0.25]m$).

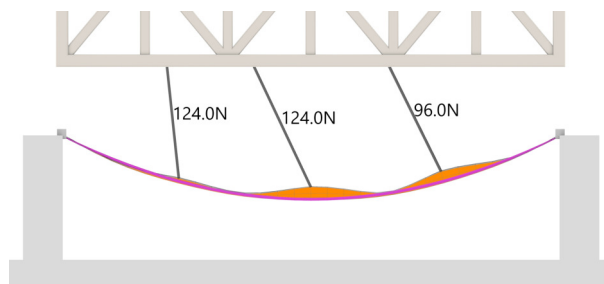
4. VÝSLEDKY A DISKUZE

Celkový prohledávaný prostor měl velikost přibližně $3.8 \cdot 10^{387}$, což je obrovské číslo možných řešení úlohy (pro srovnání stáří vesmíru v sekundách se odhaduje na $4.3 \cdot 10^{17}$). Zde se projeví výhody genetických algoritmů. K nalezení vyhovujícího řešení stačilo 20 generací a čas k tomu potřebný byl přibližně 35 minut. Na Obr. 8 je zobrazen vývoj hodnocení (fitness) nejlepšího jedince v populaci, které postupně klesá (celková odchylka je tedy postupně menší).



Obrázek 8: Graf vývoje fitness nejlepšího jedince populace.

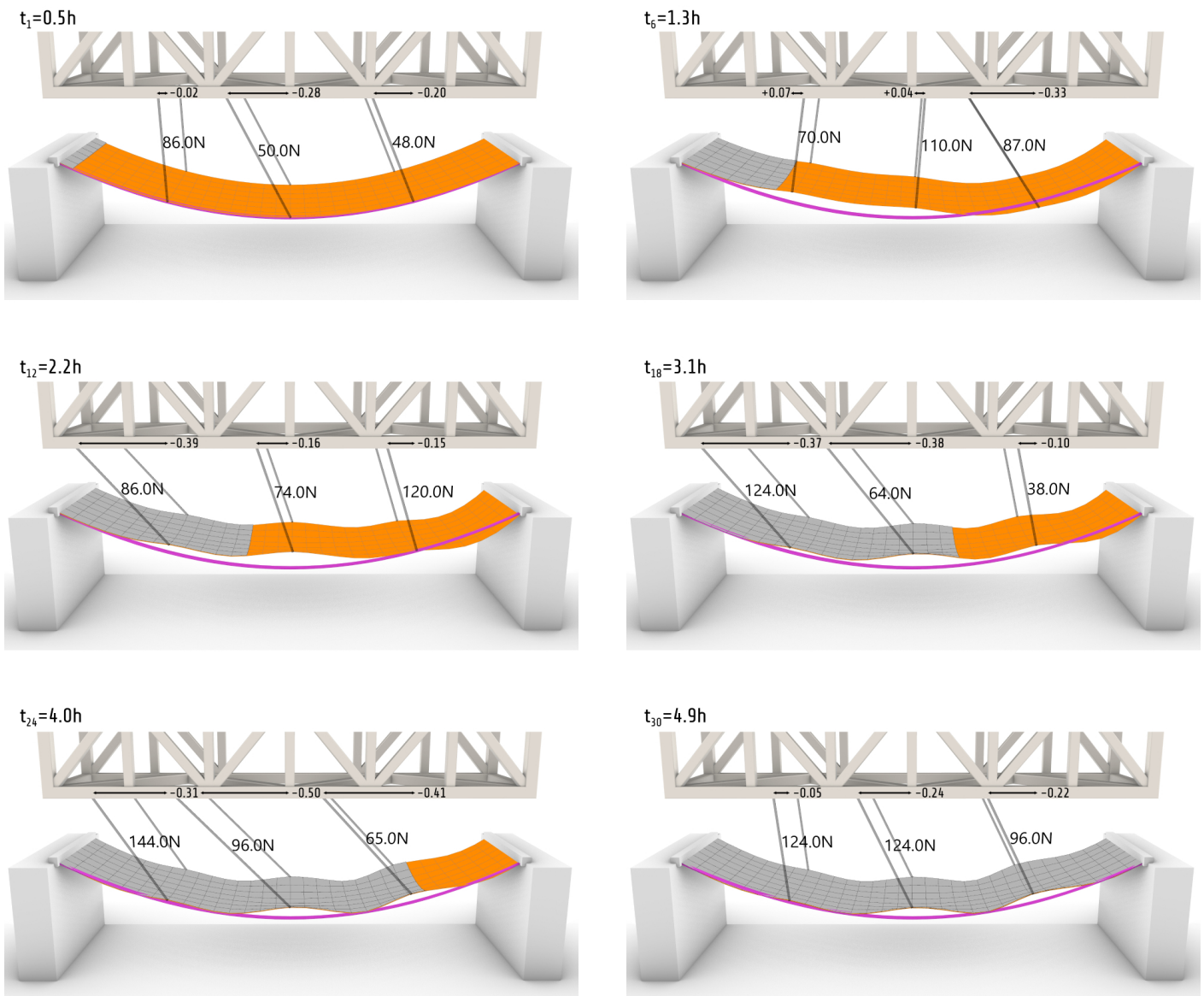
V Tab. 1 jsou pak představeny hodnoty sil a pozic pro každou z dvojic lan ve vybraných krocích (časech). Tyto hodnoty, včetně deformovaných tvarů, jsou rovněž zobrazeny na Obr. 10. V důsledku působení sil prostřednictvím lan dochází zpočátku k nadvýšení textilního bednění. S přibývajícím materiálem se toto nadvýšení zmenšuje a na konci zaujme hotová skořepina požadovaný tvar.



Obrázek 9: Deformace a odchylka od původního tvaru (zobrazen fialově) po optimalizaci.

Tabulka 1: Hodnoty sil a pozic ve vybraných krocích výroby pro každou z dvojic lan.

	$t_1=0.5h$	$t_3=0.8h$	$t_6=1.3h$	$t_9=1.7h$	$t_{12}=2.2h$	$t_{15}=2.6h$	$t_{18}=3.1h$	$t_{21}=3.5h$	$t_{24}=4.0h$	$t_{27}=4.4h$	$t_{30}=4.9h$
F_1 [kN]	86.0	100.0	70.0	114.0	86.0	37.0	124.0	74.0	144.0	97.0	124.0
p_1 [m]	-0.02	-0.14	0.07	-0.31	-0.39	-0.22	-0.37	-0.16	-0.31	-0.25	-0.05
F_2 [kN]	50.0	66.0	110.0	117.0	74.0	154.0	64.0	84.0	96.0	99.0	124.0
p_2 [m]	-0.28	-0.36	0.04	-0.21	-0.16	0.00	-0.38	-0.18	-0.50	-0.19	-0.24
F_3 [kN]	48.0	92.0	87.0	127.0	120.0	128.0	38.0	95.0	65.0	37.0	96.0
p_3 [m]	-0.20	-0.05	-0.33	-0.40	-0.15	-0.34	-0.10	-0.28	-0.41	-0.40	-0.22



Obrázek 10: Tvar textilního bedněni včetně hodnot síly ve vybraných krocích výroby. Fialově zobrazen původní (ideální) tvar.

Na Obr. 9 si můžeme všimnout deformací v oblasti uchycení lan. Dá se to považovat za nedostatek, který je možné vyřešit lepším rozložením působící síly. Na prokázání funkčnosti sestaveného algoritmu to však nemá vliv a dá se v tuto chvíli zanedbat.

5. ZÁVĚR

V článku byly stručně představeny skořepinové konstrukce, jejich vlastnosti a možné způsoby hledání ideálního tvaru. Zároveň byla ukázána aktuálnost daného tématu a přínos použití textilního bednění. Následně byl popsán algoritmus pro optimalizaci tvaru bednění během výroby betonové skořepiny. Jeho funkčnost byla ověřena na jednoduchém ukázkovém modelu.

V dalším kroku výzkumu se počítá s aplikací vytvořeného algoritmu na složitější konstrukci (např. ve tvaru hyperbolického paraboloidu), včetně zhotovení fyzického modelu (viz Obr. 2) s využitím vlastní pleteniny (viz Obr. 3) pro ověření správnosti výsledků.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS23/038/OHK1/1T/11.

Reference

- Adriaenssens, S., Block, P., Veenendaal, D. & Williams, C. (2014), *Shell Structures for Architecture: Form Finding and Optimization*, Taylor and Francis. ISBN 9781315849270.
- Burry, M. (2016), 'Antoni Gaudí and Frei Otto: Essential Precursors to the Parametricism Manifesto', *Architectural Design* **86**, 30–35. <https://doi.org/10.1002/ad.2021>.
- Cauberg, N., Tysmans, T., Adriaenssens, S., Wastiels, J., Mollaert, M. & Belkassen, B. (2012), 'Shell Elements of Textile Reinforced Concrete Using Fabric Formwork: A Case Study', *Advances in Structural Engineering* **15**(4), 677–689. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.15.4.677>.
- Popescu, M., Rippmann, M., Liew, A., Reiter, L., Flatt, R. J., Van Mele, T. & Block, P. (2021), 'Structural Design, Digital Fabrication and Construction of the Cable-Net and Knitted Formwork of the KnitCandela Concrete Shell', *Structures* **31**, 1287–1299. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.02.013>.
- Preisinger, C. (2013), 'Linking Structure and Parametric Geometry', *Architectural Design* **83**(2), 110–113. <https://doi.org/10.1002/ad.1564>.
- Salák, M. (2022), Cemento-pletené bednění, in 'Proceedings of PhD Workshop, Department of Concrete and Masonry Structures'. ISBN 978-80-01-06989-9.
- Tang, G. (2015), 'An Overview of Historical and Contemporary Concrete Shells, Their Construction and Factors in Their General Disappearance', *International Journal of Space Structures* **30**(1), 1–12. <https://doi.org/10.1260/0266-3511.30.1.1>.
- Walia, K., Oval, R. & Baverel, O. (2021), F.A.B Shell (Fabric - Arch - Base Shell) : Concrete Shell Building using Fabric Membranes and Telescopic Arches as Formwork, in 'Proceedings of the IASS Annual Symposium 2020/21 and the 7th International Conference on Spatial Structures'.
- Zažirej, S. (2021), Vícekriteriální optimalizace betonové lávky s využitím vizuálního programování, in 'Proceedings of PhD Workshop, Department of Concrete and Masonry Structures'. ISBN 978-80-01-06842-7.